



TESIS UANCV



UNIVERSIDAD ANDINA
"NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"

**UNIVERSIDAD ANDINA
"NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"**

**FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



TESIS

**"EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UN
EDIFICIO EXISTENTE DE CONCRETO ARMADO UBICADO
EN LA CIUDAD DE JULIACA UTILIZANDO EL MÉTODO
BASADO EN EL DESEMPEÑO".**

PRESENTADA POR:

Bach. JOSE VALENTIN LOPE HUANCA

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

**JULIACA – PERÚ
2018**



**UNIVERSIDAD ANDINA
"NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"**

**FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

TESIS

**"EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UN
EDIFICIO EXISTENTE DE CONCRETO ARMADO UBICADO
EN LA CIUDAD DE JULIACA UTILIZANDO EL MÉTODO
BASADO EN EL DESEMPEÑO".**

PRESENTADA POR:


Bach. JOSE VALENTIN LOPE HUANCA

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

APROBADO POR EL JURADO REVISOR CONFORMADO POR:

PRESIDENTE

: 
Dr. Ing. RONALD MADERA TERÁN

PRIMER MIEMBRO

: 
Ing. FRANZ JOSEPH BARAHONA PERALES

SEGUNDO MIEMBRO

: 
Ing. EDY COLQUEHUANCA BORDA

FIRMA DEL ASESOR

: 
Mg. Ing. MILTHON QUISPE HUANCA

UNIVERSIDAD ANDINA
NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ**RESOLUCIÓN DECANAL N° 059-2018-D-FICP-UANCV**

Juliaca, 26 de abril de 2018.

VISTOS:

El Informe N° 006-2018-D-EPIC-FICP-UANCV, del Director de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, el Informe N° 003-2018-RMT-EPIC-UANCV del Presidente del Jurado dictaminador del Trabajo de Tesis, RESOLUCIÓN DECANAL N° 137-2017-D-FICP-UANCV, y con el acta de calificación de Perfil de tesis de fecha 12 de junio de 2017, y el acta de calificación del Borrador de Tesis de fecha 28 de marzo de 2018, para optar al Título Profesional de Ingeniero Civil, con el tema titulado: "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UN EDIFICIO EXISTENTE DE CONCRETO ARMADO UBICADO EN LA CIUDAD DE JULIACA UTILIZANDO EL MÉTODO BASADO EN EL DESEMPEÑO".

CONSIDERANDO:

Que, el(los) Bachiller(es): **LOPE HUANCA, JOSE VALENTIN**, ha presentado su Trabajo de Tesis Titulado: "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UN EDIFICIO EXISTENTE DE CONCRETO ARMADO UBICADO EN LA CIUDAD DE JULIACA UTILIZANDO EL MÉTODO BASADO EN EL DESEMPEÑO".

Que, habiendo procedido de acuerdo al Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras, el presidente de la Comisión de Grados y Títulos de la Facultad de Ingenierías, nominó como Jurado a los siguientes Docentes:

- * **Presidente** : Dr. Ing. RONALD, MADERA TERÁN
- * **1er Miembro** : Ing. FRANZ JOSEPH BARAHONA PERALES
- * **2do Miembro** : Ing. EDY COLQUEHUANCA BORDA

Que, el Jurado Dictaminador ha aprobado en su integridad el Trabajo de Tesis titulado: "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UN EDIFICIO EXISTENTE DE CONCRETO ARMADO UBICADO EN LA CIUDAD DE JULIACA UTILIZANDO EL MÉTODO BASADO EN EL DESEMPEÑO".

Que, la Oficina de Investigación ha aprobado con el Dictamen N° 057-2018 la originalidad del trabajo de investigación titulado "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UN EDIFICIO EXISTENTE DE CONCRETO ARMADO UBICADO EN LA CIUDAD DE JULIACA UTILIZANDO EL MÉTODO BASADO EN EL DESEMPEÑO".

Estando en la opinión favorable por el Presidente de la Comisión de Grados y Títulos, en concordancia al Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras y en uso a las atribuciones, que le concede la ley Universitaria 30220, ley de creación de la UANCV 23738 y modificación, Resolución de Institucionalización 1287-92-ANR D.L. 739, y el Estatuto de la UANCV, el Decano de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras.

SE RESUELVE:

ARTICULO PRIMERO.- APROBAR, el TRABAJO DE TESIS, de el(los) Bachiller(es): **LOPE HUANCA, JOSE VALENTIN**, para optar al Título Profesional de Ingeniero Civil, con el Tema Titulado: "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UN EDIFICIO EXISTENTE DE CONCRETO ARMADO UBICADO EN LA CIUDAD DE JULIACA UTILIZANDO EL MÉTODO BASADO EN EL DESEMPEÑO".

La misma que deberá proceder a la impresión de su borrador de Tesis en limpio, de acuerdo a lo establecido en el Reglamento de Grados y Títulos de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras - Escuela Profesional de Ingeniería Civil.

ARTICULO SEGUNDO.- RECONOCER, como ASESOR DE TESIS al docente Ordinario de la Escuela Profesional Ingeniería Civil, de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras Mgtr. Ing. MILTHON QUISPE HUANCA.

ARTICULO TERCERO.- La Comisión de Grados y Títulos de la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras y el Director de la Escuela Profesional Ingeniería Civil, quedan encargados del cumplimiento de la presente Resolución.

Regístrese, Comuníquese, Archívese.

C.c.
Interesado
Arch.
ATZB/opl.

UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
Dr. ALFREDO T. ZEGARRA BUTRÓN
DECANO
CIP: 32590



UNIVERSIDAD ANDINA "NÉSTOR CÁCERES VELÁSQUEZ"
Ing. Carlos A. Cáceres Vargas
SECRETARIO ACADÉMICO
FACULTAD DE INGENIERÍAS Y CIENCIAS PURAS
CIP: 72725



A DIOS

Por brindarme la salud necesaria para poder culminar cada meta trazada en mi vida y por estar siempre conmigo en cada momento.

A MI ESPOSA CECILIA

Por brindarme el apoyo incondicional desde el primer momento en que decide estudiar la carrera de Ingeniería Civil.

A MIS HIJOS BRENNY Y MANUEL

Por fortalecer mi corazón y ser la motivación de mi vida.



AGRADECIMIENTOS

- A la Universidad "Andina Néstor Cáceres Velásquez", a la Facultad de Ingenierías y Ciencias Puras y sobre manera a la Escuela Profesional de Ingeniería Civil en la cual se me brindo los conocimientos necesarios para mi formación profesional.
- A los docentes de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, sobre todo al Msc Ing. Miguel Eduardo Córdova Cano, por haber inculcado en mí, el interés en la Ingeniería Estructural, por compartir los conocimientos adquiridos a lo largo de su experiencia y por guiarnos y corregirnos en nuestra formación como Ingeniero Civil.
- A mi Asesor de tesis Mg. Ing. Milthon Quispe Huanca, por la orientación, ayuda que me brindo para poder realizar este trabajo de investigación, por su apoyo y amistad.
- A mi Co-asesor de tesis Mg. Ing. Axel Pacheco Pilares, por sus apreciados, relevantes aportes, críticas, comentarios y sugerencias durante el desarrollo del presente trabajo de investigación.
- A mis padres Valentín y Margarita, hermanos David, Adderly y Roy por brindarme su apoyo y confianza en cada momento.
- Finalmente, a todas aquellas personas, familiares, colegas y amigos que me brindaron su apoyo incondicional para el logro de mis objetivos trazados.



RESUMEN

El presente trabajo que lleva por título "Evaluación del Comportamiento Sísmico de un Edificio Existente de Concreto Armado Ubicado en la Ciudad de Juliaca Utilizando el Método Basado en el Desempeño", el interés en realizar el presente trabajo de investigación nace al observar que en los últimos años en la ciudad de Juliaca se ha visto la construcción de importantes edificios con alturas considerables y ubicadas en el centro de la ciudad (multifamiliares, comerciales, oficinas, clínicas, centros de estudio, etc.), los cuales albergan un gran número de personas, bienes y propiedades de un gran valor adquisitivo que supera muchas veces los costos de la edificación, por lo que estas edificaciones no deberían verse afectadas y deberían continuar operativas después de la ocurrencia de un sismo incluso de gran intensidad, como es el caso de esta edificación existente que se evaluó en la presente tesis de investigación para conocer el comportamiento ante posibles solicitaciones sísmicas que se puedan darse en nuestra ciudad de Juliaca.

En primera instancia el presente trabajo se ha enfocado primordialmente en analizar dos aspectos, el primero si la estructura cumple con los parámetros y consideraciones que estipula nuestro reglamento Sismorresistente E-030 2016, el segundo en aplicar el método basado en el desempeño para poder conocer la capacidad estructural de la edificación ya mencionada.

Como principales herramientas para poder realizar la evaluación del comportamiento sísmico, se usó Norma Técnica Peruana E.030 Diseño Sismorresistente que se puso en vigencia con Decreto Supremo N° 003-2016-Vivienda en la fecha 2016, Enero 24. Publicado en el Diario Oficial El Peruano 576293. Así mismo para el método Basado en el Desempeño se tuvo como guía la Norma (Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures) "FEMA 440" que viene hacer una de las alternativas para encontrar el punto de desempeño de la estructura.

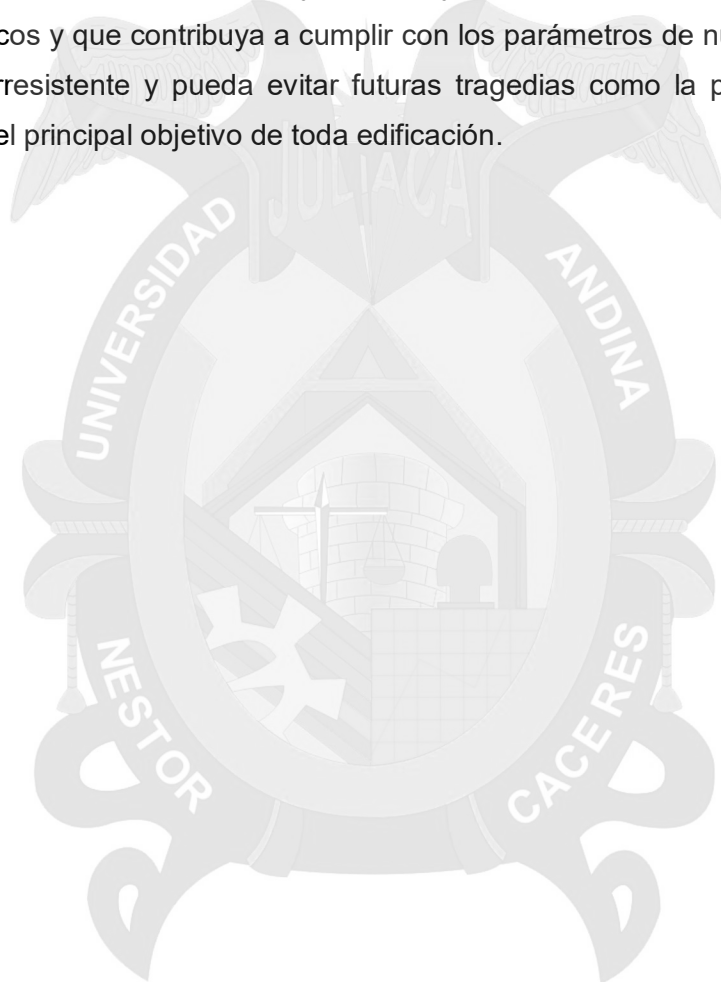
De los resultados más resaltantes se desprendieron algunas de las siguientes conclusiones y recomendaciones:

La estructura no cumple con los parámetros de diseño sismorresistente establecidos en la Norma Técnica de Edificaciones E-030 2016, ya que los rangos de derivas permitida están por encima de los valores permitido en nuestra Norma.



Ante la ocurrencia de un sismo frecuente la estructura solo tiene la capacidad de resguardo de vida y para un sismo de tipo ocasional la estructura pues ya no cuenta con capacidad entrando a un rango de colapso, y para un sismo raro que es la que estipula nuestra norma la estructura no cuenta con la suficiente ductilidad y mucho menos tiene la capacidad de disipar dicha energía.

Así mismo se recomendó tener como prioridad realizar un proyecto de reforzamiento teniendo en cuenta las diversas alternativas de reforzamiento estructural y los sistemas de protección sísmica que ya son muy utilizadas en nuestro país como los disipadores sísmicos y que contribuya a cumplir con los parámetros de nuestra Norma E-030 2016, sismorresistente y pueda evitar futuras tragedias como la pérdida de vidas humanas que es el principal objetivo de toda edificación.





ABSTRACT

The present work that takes by title "Evaluation of the Seismic Behavior of an Existing Building of Armed Concrete Located in the City of Juliaca Using the Method Based on the Performance", the interest in carrying out the present work of investigation arises when observing that in the last years in the city of Juliaca has seen the construction of important buildings with considerable heights and located in the center of the city (multifamily, commercial, offices, hospitals, study centers, etc.), which house a large number of people and also goods and properties with a high purchasing power that often exceeds the costs of building, so these buildings should not be affected and should continue to operate after the occurrence of an earthquake even of great intensity, as is the case of this existing building that was evaluated in this research thesis to know the behavior before possible seismic solicitations that can occur in our city of Juliaca.

In the first instance, the present work has focused primarily on analyzing two aspects, the first if the structure complies with the parameters and considerations stipulated in our Seismic Regulation E-030 2016, the second to apply the performance-based method in order to know the structural and building capacity already mentioned.

As the main tools to perform the evaluation of seismic behavior was used Peruvian Technical Standard E.030 Seismic Design that was put into effect with Supreme Decree No. 003-2016-Housing on the date 2016, January 24. Published in the Official Gazette El Peruano 576293. Likewise for the Performance Based Method, the "Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures" (FEMA 440) was used as a guide, which is one of the alternatives to find the performance point of the structure.

Some of the following conclusions and recommendations came from the most outstanding results:

The structure does not comply with the seismic design parameters established in the Building Technical Standard E-030 2016, since the allowed drift ranges are above the values allowed in our Standard.

Given the occurrence of a frequent earthquake, the structure only has the capacity to protect life and for an occasional earthquake, the structure does not have any capacity entering a collapse range, and for a rare earthquake that is the one stipulated by our norm



the structure does not have enough ductility and much less has the capacity to dissipate this energy.

Likewise, it was recommended to make a reinforcement project a priority, taking into account the various structural reinforcement alternatives and seismic protection systems that are already widely used in our country, such as seismic dissipaters and that contribute to complying with the parameters of our Standard. E-030 2016, earthquake-resistant and can avoid future tragedies such as the loss of human lives that is the main objective of all buildings.





INTRODUCCIÓN

El presente trabajo está orientado en dar a conocer el comportamiento sísmico de una edificación, la cual se podría considerar una de las más importantes por la magnitud en altura y por la ubicación céntrica en nuestra ciudad de Juliaca, la edificación que es objeto de la presente tesis de investigación, es una edificación de tipo aporticado en ambos sentidos y con una resistencia de concreto en todos los elementos estructurales predominantes de $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ y demás características que se encuentran ya especificadas en el presente trabajo de investigación.

En primera instancia se realizó la evaluación del comportamiento sísmico, basándonos a nuestro reglamento de edificaciones la Norma E-030 2016, de Sismorresistencia, para poder realizar en análisis estático; a través de ello conocer el coeficiente sísmico y posteriormente conocer el cortante basal actuante por nivel de piso; así mismo se procedió a realizar un análisis dinámico espectral basado también en la Norma E-030 2016, el cual al finalidad de este análisis era conocer las derivas de entrepiso para poder así conocer si se encuentra dentro de los parámetros tolerantes para una estructura de concreto armado contemplado en la norma E-030 2016.

Si bien es cierto nuestra Norma E-030 2016, es muy conservador, es que optamos en realizar un método de análisis más, denominado "El Método de Desempeño" para poder dar a conocer cuán importante son los métodos actuales de análisis estructural ya que se tuvo que recurrir a este método que consiste a un tipo de análisis no lineal que ayudan de una manera mejor a comprender como es que se comporta una estructura ante un evento sísmico, a su vez también nos ayuda a identificar los posibles daños en los componentes estructurales de una edificación, así mismo nos da una más clara visión del desempeño de la estructura que se ve reflejado a través de la curva de capacidad, que se consigue a través del "Pushover".

Al incluir este método de análisis denominado "Desempeño" así mismo nos permite conocer los posibles comportamientos de la estructura ya no para un solo tipo de sismo como la hace la Norma peruana E-030 2016, sino que este método además contempla cuatro tipos de sismos como es el Frecuente, ocasional raro y muy raro y nos dará a conocer en cómo es que se comporta la estructura en cada uno del sismo ya mencionados. Al finalizar todos estos métodos de análisis ya mencionados se procederá a dar conocer si la estructura objeto de estudio de la presente tesis de investigación, requiere o no de un



proyecto de reforzamiento para que la estructura tenga un comportamiento optimo ante los eventos sísmicos y resguarde la vida tanto de las personas que se encuentren dentro de la edificación como los que se encuentren en los exteriores, como ya se ha mencionado por la ubicación céntrica de la edificación.





ÍNDICE

Pág.

AGRADECIMIENTOS	
RESUMEN	
ABSTRACT	
INTRODUCCIÓN	

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	1
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA:	1
1.2 DEFINICIÓN DEL PROBLEMA:	6
1.2.1 PROBLEMA GENERAL	6
1.2.2 PROBLEMAS ESPECÍFICOS	6
1.3 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	6
1.3.1 JUSTIFICACIÓN TÉCNICA	6
1.4 DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	7
1.5 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	7
1.5.1 OBJETIVO GENERAL	7
1.5.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	7
1.6 VARIABLES	7
1.6.1 OPERACIONALIZACIÓN DE LAS VARIABLES	7
1.6.1.1 VARIABLE EVALUATIVA:	7
1.6.1.2 VARIABLE DE SUPERVISIÓN:	8
1.6.1.3 VARIABLE DE CALIBRACIÓN:	8
1.6.1.4 INDICADORES	8

CAPÍTULO II

MARCO REFERENCIAL	1
2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN	1
2.2 MARCO TEÓRICO	3
2.2.1 LOS TERREMOTOS	3
2.2.2 EPICENTRO	4
2.2.3 HIPOCENTRO	4
2.2.4 MAGNITUD DE ESCALA RICHTER	4
2.2.5 INTENSIDAD EN LA ESCALA DE MERCALLI	4
2.2.6.-LOS PRINCIPIOS DE LA SISMORRESISTENCIA	5
2.2.6.1 FORMA REGULAR	5
2.2.6.2 BAJO PESO	5
2.2.6.3 MAYOR RIGIDEZ	5
2.2.6.4 BUENA ESTABILIDAD	5
2.2.6.5 SUELO FIRME Y BUENA CIMENTACIÓN	5
2.2.6.6 ESTRUCTURA APROPIADA	6
2.2.6.7 MATERIALES COMPETENTES	6
2.2.6.8 CAPACIDAD DE DISIPAR ENERGÍA	6
2.2.6.9 CALIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN	6
2.2.6.10 FIJACIÓN DE ACABADOS E INSTALACIONES	7
2.2.7 EL CONCRETO ARMADO	7
2.2.8 MODELO ESFUERZO-DEFORMACIÓN PARA EL CONCRETO	7
2.2.8.1 COMPORTAMIENTO ANTE EL ESFUERZO DE COMPRESIÓN:	7
2.2.9 MODELO ESFUERZO-DEFORMACIÓN PARA EL ACERO	9
2.2.10 MODELAMIENTO DE LAS RÓTULAS PLÁSTICAS	10
2.2.10.1 RELACIÓN MOMENTO CURVATURA	10



2.2.11 DERIVAS, DRIFT O DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE ENTREPISO. ..	12
2.3 MARCO CONCEPTUAL	13
2.3.1 MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO.....	13
2.3.1.1 ANÁLISIS LINEAL	13
2.3.1.2 ANÁLISIS NO LINEAL.....	14
2.3.2 ANÁLISIS ESTÁTICO PUSHOVER.....	15
2.3.3.1 DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE LA CARGA PSEUDO LATERAL.....	16
2.3.3 CURVA DE CAPACIDAD.....	17
2.3.4 TRANSFORMACIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD A UN ESPECTRO DE CAPACIDAD	17
2.3.5 REPRESENTACIÓN BILINEAL DE LA CURVA DE CAPACIDAD	19
2.3.6 MÉTODO BASADO EN EL DESEMPEÑO SÍSMICO ESTRUCTURAL	20
2.3.6.1 FINALIDAD DEL MÉTODO BASADO EN EL DESEMPEÑO.....	22
2.3.6.2 NIVELES DE DESEMPEÑO O PERFORMANCE	22
2.3.6.3 NIVELES SÍSMICOS.....	24
2.3.6.4 OBTENCIÓN DEL ESPECTRO DE DEMANDA.....	25
2.3.6.5 PROCEDIMIENTO MÉTODO ESPECTRO DE CAPACIDAD SEGÚN FEMA 440	26
CAPÍTULO III	
METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN	32
3.1 ENFOQUE DE LA INVESTIGACIÓN.....	32
3.1.1 INVESTIGACIÓN CUALITATIVA.....	32
3.2 NIVEL DE LA INVESTIGACIÓN	32
3.2.1. INVESTIGACIÓN APLICATIVO.....	32
3.3 TIPO DE INVESTIGACIÓN.....	32
3.3.1 INVESTIGACIÓN EVALUATIVA.....	32
3.2 POBLACIÓN Y MUESTRA	33
3.2.1 POBLACIÓN	33
3.2.1.1 DESCRIPCIÓN DE LA POBLACIÓN.....	33
3.2.1.2 CUANTIFICACIÓN DE LA POBLACIÓN	33
3.2.2 MUESTRA.....	33
3.2.2.1 DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA	33
3.2.2.2 CUANTIFICACIÓN DE LA MUESTRA.....	33
3.2.2.3 MÉTODO DE MUESTREO	33
3.2.2.4 CRITERIOS DE EVALUACIÓN DE MUESTRA.....	33
3.2.3 CRITERIOS DE INCLUSIÓN.....	34
3.3 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS PARA LA RECOLECCIÓN DE DATOS.....	34
3.4 PLAN DE PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN.....	34
3.5 ESTIMACIÓN PUNTUAL.....	35
CAPÍTULO IV	
ANÁLISIS SÍSMICO	40
4.1 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO A EVALUAR	40
4.1.1 UBICACIÓN	41
4.1.2 DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA DEL EDIFICIO.....	41
4.1.3 CUADRO DE ÁREAS.....	41
4.1.4 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO.....	44
4.1.4.1 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.....	44
4.1.4.2 NORMAS Y CARGAS QUE SE UTILIZARON PARA MODELAR EL EDIFICIO.....	44



4.1.4.3 ESTRUCTURACIÓN	44
4.1.4.4 ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	44
4.1.5 TIPO DE SUELO	45
4.2 ANÁLISIS ESTÁTICO	45
4.2.1 PARÁMETROS SISMORRESISTENTE SEGÚN E-030 RNE 2016.	48
4.3 ESPECTRO DE DEMANDA SEGÚN MÉTODO DINÁMICO MODAL ESPECTRAL NORMA E-030 2016	60
CAPITULO V	
ANÁLISIS POR EL MÉTODO DE DESEMPEÑO.....	65
5.1 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL "PUSHOVER" UTILIZANDO EL SOFTWARE ETABS 2016.2.0.....	65
5.1.1 INGRESO DE ACERO AL SOFTWARE ETABS 2016.....	65
5.1.2 NUDO DE CONTROL	68
5.1.3 CASOS DE CARGA PARA EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL.....	69
5.1.4 MECANISMOS DE ROTULAS PLÁSTICAS.....	74
5.1.5 CURVA DE CAPACIDAD	82
5.1.6 ESPECTRO DE DEMANDA.....	83
5.1.7 OBTENCIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	84
5.1.7.1 PUNTO DE DESEMPEÑO PARA UN SISMO FRECUENTE	85
5.1.7.2 PUNTO DE DESEMPEÑO PARA UN SISMO OCASIONAL	87
5.1.8 LOCALIZACIÓN Y SECUENCIA DEL POSIBLE DAÑO EN LA ESTRUCTURA.....	88
5.1.8.1 ROTULAS PLÁSTICAS EN LA DIRECCIÓN "X"	88
5.1.8.2 ROTULAS PLÁSTICAS EN LA DIRECCIÓN "Y"	89
5.1.9 SECTORIZACIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD SEGÚN VISIÓN 200093 5.1.9.1 APLICACIÓN DE LA SECTORIZACIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD SEGÚN VISIÓN 2000.....	93
CAPITULO VI	
ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	95
6.1 RESULTADOS DE ANÁLISIS SÍSMICO.	95
6.1.1 ANÁLISIS ESTÁTICO.	96
6.1.2 ANÁLISIS DINÁMICO.	98
6.2 RESULTADOS DE ANÁLISIS POR EL MÉTODO DE DESEMPEÑO.....	101
6.2.1 OBTENCIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD	101
6.2.2 OBTENCIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	102
6.2.3 SECTORIZACIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD SEGÚN VISIÓN 2000	105
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	108
CONCLUSIONES	108
RECOMENDACIONES	109
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	110
ANEXOS	112

**ÍNDICE DE TABLAS****Pág.**

Tabla 1: Operacionalización de las variables	1
Tabla 2: Tabla de derivas	13
Tabla 3: Parámetros para definir Niveles Sísmicos	26
Tabla 4: Factor de zona	48
Tabla 5: Factor de uso	49
Tabla 6: Factor de suelo	49
Tabla 7: Factor de amplificación sísmica	50
Tabla 8: Periodos T_p y T_I	50
Tabla 9: Sistemas estructurales	51
Tabla 10: Irregularidad estructurales en altura	52
Tabla 11: Irregularidad de rigidez-piso blando en la dirección "X-X"	53
Tabla 12: Irregularidad de rigidez-piso blando en la dirección "Y-Y"	53
Tabla 13: Irregularidad de resistencia-piso débil en la dirección "X-X"	54
Tabla 14: Irregularidad de resistencia- piso débil en la dirección "Y-Y"	54
Tabla 15: Irregularidad de masa o peso	55
Tabla 16: Irregularidades estructurales en planta	56
Tabla 17: Irregularidad Torsional en la dirección "X-X"	57
Tabla 18: Irregularidad Torsional en la dirección "Y-Y"	57
Tabla 19: Resumen de los parámetros sismorresistente según E-030 NTE	58
Tabla 20: Tabla de resultados de análisis sísmico estático	59
Tabla 21: Espectro de Pseudo aceleración según Norma E-030, 2016	61
Tabla 22: Derivas obtenidas en dirección "X-X" del edificio evaluado	63
Tabla 23: Derivas obtenidas en dirección "Y-Y" del edificio evaluado	64
Tabla 24: Distribución de carga pseudo lateral a aplicar por nivel	70
Tabla 25: Resumen de los parámetros para la evaluación según NTE E-030 2016	95
Tabla 26: Resultados de la fuerza sísmica por nivel de piso	96
Tabla 27: Resultados de derivas inelásticas sentido "X-X"	99
Tabla 28: Resultados de derivas inelásticas sentido "Y-Y"	99
Tabla 29: Limite para la distorsión de entrepiso	100
Tabla 30: Matriz de desempeño FEMA 440	107

**ÍNDICE DE FIGURAS****Pág.**

Figura 1: Daños en estructura de concreto armado, debido al terremoto de Pisco (2007).....	2
Figura 2: Reporte sísmico Lampa	3
Figura 3: Daños ocurridos en la provincia de Lampa	4
Figura 4: Edificio en el centro de la ciudad de Juliaca la cual se evaluará	5
Figura 5: proceso de subducción de la placa de Nazca y la placa Sudamericana.....	3
Figura 6: Ubicación de Epicentro e Hipocentro	4
Figura 7: Curvas de Resistencia de Concreto Simple	8
Figura 8: Curvas típicas de esfuerzo deformación para barras de acero	9
Figura 9: Modelo Momento-Curvatura	10
Figura 10: Diagrama Momento-Curvatura para una sección de viga	10
Figura 11: Diagrama Momento-Giro	11
Figura 12: Formación de rotulas plásticas	12
Figura 13: cálculos de derivas de piso	12
Figura 14: Representación gráfica de los tipos de análisis sísmicos	15
Figura 15: Ilustración del Análisis Pushover	15
Figura 16: Representación de la curva de capacidad	17
Figura 17: Conversión de la Curva de Capacidad al Espectro de capacidad	18
Figura 18: Definición de la fluencia efectiva o deformación de fluencia	19
Figura 19: Representación Bilineal del Espectro de Capacidad	20
Figura 20: Nivel de Desempeño Discreto	24
Figura 21: Sistema equivalente de 1gdl - SDOF	27
Figura 22: Curva de Capacidad y de Demanda	28
Figura 23: Punto inicial de demanda y capacidad	28
Figura 24: Representación bilineal del espectro de capacidad y Periodo inicial T_0	29
Figura 25: Desplazamiento máximo "di" con intersección de T_{eff} con el espectro reducido por B_{eff} (ADRS).....	31
Figura 26: Matriz de Desempeño FEMA.....	39
Figura 27: EDIFICIO COMERCIO-HOTEL	40
Figura 28: Modelo tridimensional de edificio a evaluar	46
Figura 29: Planta de la edificación y sentido de los ejes.....	47
Figura 30: Cortante basal en la estructura existente evaluada	60
Figura 31: Espectro de aceleraciones E-030 2016	62
Figura 32: Limites para la distorsión del entrepiso	63
Figura 33: Derivas de estructura en evaluación	64
Figura 34: Ingreso de secciones reales de acero en vigas 25 x 50	66



Figura 35: Ingreso de secciones reales de acero en viga 25 x 40	66
Figura 36: Ingreso de secciones reales de acero en Columna Circular D = 40 cm	67
Figura 37: Ingreso de secciones reales de acero en columna 30 x 50	67
Figura 38: Ubicación del nudo de control en el último nivel de la edificación	68
Figura 39: Configuración del estado de carga por solicitaciones de gravedad	69
Figura 40: Configuración para el caso de empujes laterales	70
Figura 41: Ingreso de las fuerzas pseudo laterales al programa ETABS 2016	71
Figura 42: Configuración de la aplicación de la carga para el caso de "PUSHOVER"	72
Figura 43: Configuración de la aplicación de la carga para el caso de "PUSHOVER"	73
Figura 44: Configuración para el almacenaje de los resultados para el caso de "PUSHOVER"	74
Figura 45: Secuencia para la asignación de rotulas plásticas	75
Figura 46: Secuencia para asignación de rotulas plásticas en vigas	75
Figura 47: Asignación de rotulas Plásticas en vigas al inicio y al final del elemento	76
Figura 48: Asignación de rotulas plásticas en columnas	77
Figura 49: Asignación de rotulas plásticas al inicio y al final del elemento Columna	77
Figura 50: Vista en 3D de las rotulas plásticas tanto en vigas como en columnas	78
Figura 51: Secuencia para asignar rotulas plásticas en muros de corte	79
Figura 52: Secuencia para asignar rotulas plásticas en muros de corte	80
Figura 53: Vista en 3D de las rotulas plásticas en los muros de corte	81
Figura 54: Curva de Capacidad en la dirección "X"	82
Figura 55: Curva de capacidad en la dirección "Y"	83
Figura 56: Espectros de diferentes niveles sísmicos	84
Figura 57: Ubicación del punto de desempeño en coordenadas espectrales en la dirección "X"	85
Figura 58: Ubicación del punto de desempeño en coordenadas espectrales en la dirección "Y"	86
Figura 59: falta de capacidad para un sismo ocasional dirección "X"	87
Figura 60: Falta de capacidad para un sismo ocasional dirección "Y"	87
Figura 61: Posibles daños generados en la dirección "X" tanto en el eje 2 y 4	88
Figura 62: Posibles daños generados en la dirección "X" tanto en el eje 5 y 6	89
Figura 63: Posibles daños generados en la dirección "Y" tanto en el eje B y D	90
Figura 64: Posibles daños generados en la dirección "Y" tanto en el eje E y F	91
Figura 65: ubicación de los elemento estructural que llega al colapso en la dirección "X"	92
Figura 66: Ubicación del elemento estructural que llega al colapso en la dirección "Y"	92
Figura 67: Sectorización de la curva de capacidad según VISIÓN 2000	93



Figura 68: Sectorización de la curva de capacidad dirección "X"	94
Figura 69: Sectorización de la curva de capacidad dirección "Y"	94
Figura 70: Resultados de la distribución de la Fuerza sísmica por nivel de piso	97
Figura 71: Resultados de la fuerza lateral por nivel de piso	97
Figura 72: Espectro de pseudo aceleraciones NTE E-030 2016	98
Figura 73: Resultados de análisis dinámico	100
Figura 74: Resultado de la curva de capacidad en dirección "X-X"	101
Figura 75: Resultado de la curva de capacidad en dirección "Y-Y"	102
Figura 76: Resultado del punto de desempeño en coordenadas espectrales en la dirección "X-X"	103
Figura 77: Resultado del punto de desempeño en coordenadas espectrales en la dirección "Y-Y"	103
Figura 78: Resultado de la falta de capacidad para un sismo ocasional dirección "X-X"	104
Figura 79: Resultado de la falta de capacidad para un sismo ocasional dirección "Y-Y"	105
Figura 80: Resultados de la sectorización de la curva de capacidad dirección "X-X"	106
Figura 81: Resultados de la sectorización de la curva de capacidad dirección "Y-Y"	107

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA:

La presente investigación se ubica geográficamente en el distrito de Juliaca, provincia de San Román, departamento de Puno.

A través de la historia el Perú se ha visto afectado por varios sismos, una de las más recientes y más catastróficas fue el terremoto de pisco de 2007 a las 23:40:57 UTC (18:40:57 hora local) con una duración cerca de 175 segundos (2min 55 s). Su epicentro se localizó en las costas del centro del Perú a 40 kilómetros al oeste de Pisco y a 150 km al sur oeste de Lima, y su hipocentro se ubicó a 39 kilómetros de profundidad. Fue uno de los terremotos más violentos ocurridos en el Perú en los últimos años; el más poderoso (en cuanto a intensidad y a duración), pero no el más catastrófico, desde ese punto de vista el terremoto de 1970 produjo miles de muertos (Cabanillas, 2015, pág. 4).

“El siniestro que tuvo una magnitud de 8.0 en la escala sismológica de magnitud de momento y una intensidad máxima de IX en la escala de Mercalli Modificada, dejó 595 muertos, casi 2,291 heridos, 76,000 viviendas totalmente destruidas e inhabitables y 431 mil personas resultaron afectadas. Las zonas más afectadas fueron las provincias de Pisco, Ica, Chíncha, Cañete, Yauyos, Huaytará y Castrovirreyna”. (Cabanillas, 2015, pág. 5).

“La magnitud destructiva del terremoto también causó grandes daños a la infraestructura que proporciona los servicios básicos a la población, tales como agua y saneamiento, educación, salud y comunicaciones”. (Cabanillas, 2015, pág. 5)

Figura 1: Daños en estructura de concreto armado, debido al terremoto de Pisco (2007)



Fuente: (Cabanillas, 2015)

Así mismo nuestra región de Puno no es ajena a esta realidad ya que también se ha tenido movimientos sísmicos de consideración, también hacer notar que en nuestro Reglamento Nacional de Edificaciones en la E.030 2016, sismorresistente claramente indica que nos encontramos en una zona sísmica intermedia catalogada entre la zona 2 y 3.

Uno de los más recientes y de una magnitud considerable fue el ocurrido en el distrito de Lampa, sismo de magnitud 5.6 en la escala de Richter que se registró el día jueves 01 de diciembre de 2016 a las 5:40 p.m. El movimiento telúrico, Además, precisa que tuvo una intensidad de nivel VI en los distritos de Lampa, Paratía y Ocuvi de acuerdo con la escala de Mercalli Modificada (MM); mientras que en "**Juliaca fluctuó entre los niveles IV y V**" y cuyo epicentro se ubicó a 58 kilómetros al oeste de dicha ciudad y a una profundidad de 11 kilómetros.

Figura 2: Reporte sísmico Lampa

SISMO / RÉPLICAS	FECHA	HORA	LATITUD	LONGITUD	PROFUNDIDAD (KM)	MAGNITUD (ML)	INTENSIDAD - LOCALIDADES				
1	01/12/2016	17:40:23	-15.43	-70.91	11	5.6	VI Lampa, Paratia, Ocuvi, Santa Lucia; V Cabana; IV - V Juliaca, Azangaro				
2	01/12/2016	18:53:34	-15.4	-70.88	10	3.9	II Lampa - Puno				
3	01/12/2016	19:05:52	-15.41	-70.87	14	3.8	II Lampa - Puno				
4	01/12/2016	21:16:27	-15.4	-70.86	9	4.0	II Lampa - Puno				
5	01/12/2016	22:04:53	-15.35	-70.92	15	4.1	II - III Lampa - Puno				
6	01/12/2016	01:30:04	-15.38	-70.93	7	3.9	II Lampa				
7	02/12/2016	02:11:35	-15.25	-70.99	9	4.1	II Lampa				
8	02/12/2016	06:49:58	-15.43	-70.85	17	4.3	II - III Lampa - Puno				
9	02/12/2016	13:09:10	-15.39	-70.91	9	3.8	III Lampa, II Pucara				
UBICACIÓN	VIDA Y SALUD				VIVIENDAS Y LOCALES PUBLICOS						
	FAMILIAS DAMNIFICADAS	FAMILIAS AFECTADAS	FALLECIDO	HERIDOS	VIVIENDAS COLAPSADA	VIVIENDAS INHABITABLES	VIVIENDAS AFECTADAS (*)	INSTITUCION EDUCATIVA AFECTADA	LOCAL PÚBLICO AFECTADO (***)	CENTRO SALUD AFECTADOS	TEMPLO AFECTADOS
TOTAL GENERAL	597	1,540	1	22	400	197	1,540	13	1	4	2
DPTO. PUNO											
PROV. LAMPA	520	1,415	1	19	400	120	1,415	12	1	3	2
DIST. LAMPA	7	218				7	218	2			1
DIST. PARATIA	67	137		1	45	22	137				
DIST. VILAVILA	35	246			5	30	246		1	3	1
DIST. OCUVIRI	350	363	1	18	350		363	3			
DIST. SANTA LUCIA	23	133				23	133	5			
DIST. CABANILLA								2			
DIST. PALCA	38	318				38	318				
DPTO. CUSCO										1	
PROV. ESPINAR	77	125		3		77	125	1		1	
DIST. OCORURO		40					40				
DIST. CONDOROMA	77	85		3		77	85	1		1	

Fuente: (Indeci, 2016)

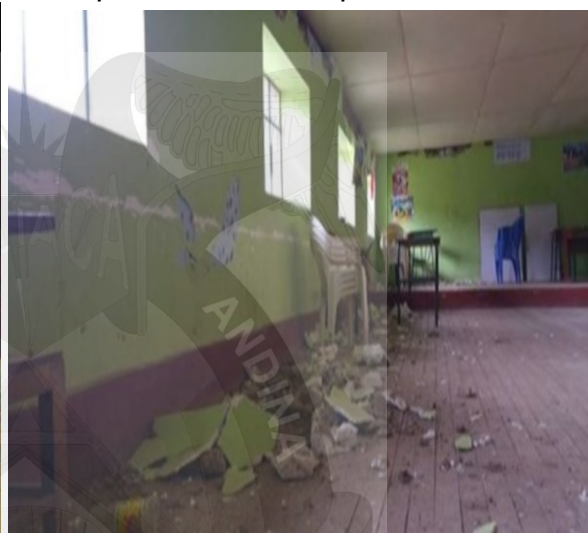
Asimismo, según reporte del Instituto Nacional de Defensa Civil - Indeci, 520 familias fueron damnificadas y otras 1,415 resultaron afectadas en la provincia de Lampa, Puno, mientras que 77 familias fueron damnificadas y 125 familias fueron afectadas en la provincia de Espinar, Cusco.

Por otro lado, se tuvo que suspender las clases escolares en 12 colegios de Lampa por los daños a causa de los sismos. Las instituciones educativas pertenecientes a 4 distritos: Paratia, Palca, Ocuvi y Vilavila. Este hecho ocurrido además tuvo una víctima mortal que fue una niña de 5 años, que murió sepultada por una pared de su vivienda de Ocuvi, la cual colapsó. Además, se supo que al menos 1,415 casas resultaron afectadas, 400 viviendas colapsaron y 12 colegios fueron dañados.

Figura 3: Daños ocurridos en la provincia de Lampa



Fuente: (Diario el Comercio, 2016)



Fuente: (Radio programas del Perú, 2016)

En ese contexto surge las interrogantes de la presente tesis de investigación ya que en los últimos años en la ciudad de Juliaca se ha visto la construcción de importantes edificios con alturas considerables y ubicadas en el centro de la ciudad (multifamiliares, comerciales, oficinas, clínicas, centros de estudio, etc.), los cuales albergan un gran número de personas y también bienes y propiedades de un gran valor adquisitivo que supera muchas veces los costos de la edificación, por lo que estas edificaciones no deberían verse afectadas y deberían continuar operativas después de la ocurrencia de un sismo incluso de gran intensidad, como es el caso de esta edificación existente que se evaluará en la presente tesis de investigación para dar a conocer el comportamiento ante posibles solicitaciones sísmicas que se puedan darse en nuestra ciudad, para lo cual se utilizará el método basado en el desempeño que es una metodología mejorada y más realista para conocer el comportamiento sismo resistente ante diferentes niveles de solicitaciones sísmicas de una estructura.

Figura 4: Edificio en el centro de la ciudad de Juliaca la cual se evaluará



Fuente: (Elaboración propia)

1.2 DEFINICIÓN DEL PROBLEMA:

1.2.1 PROBLEMA GENERAL

1. ¿Cómo será el comportamiento sísmico de un edificio existente de concreto armado, ubicado en la ciudad de Juliaca utilizando el método basado en el desempeño?

1.2.2 PROBLEMAS ESPECÍFICOS

1. ¿Cumplirá un edificio existente de concreto armado ubicado en la ciudad de Juliaca con los parámetros de diseño Sismorresistente establecido en el Reglamento Nacional de Edificaciones E.030 2016?
2. ¿Cuál será el nivel de desempeño para un edificio existente de concreto armado, ubicado en la ciudad de Juliaca ante un evento sísmico?
3. ¿Qué necesidad de reforzamiento tendrá la estructura según el nivel de daño esperado en la evaluación, debido a la demanda sísmica?

1.3 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

1.3.1 JUSTIFICACIÓN TÉCNICA

El proyecto de tesis se justifica académicamente porque, permitirá conocer y aplicar conocimientos, procedimientos y metodologías más profundas en lo que refiere en la evaluación del comportamiento sísmico de una edificación existente de concreto armado, utilizando un análisis de tipo no lineal – inelástico; de lo cual como resultado de la evaluación se obtendrá el comportamiento más detallado de la capacidad estructural y de sus elementos estructurales que lo componen.

A su vez la metodología denominada “Método de Desempeño”, nos permitirá detectar la falla de los componentes estructurales y proponer la optimización de dichos elementos, y así dar a conocer la aplicación y procedimientos para futuras investigaciones en la rama de la ingeniería estructural.

1.4 DELIMITACIÓN DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

Por lo mencionado en el planteamiento del problema, el estudio de la tesis se centra en realizar la evaluación del comportamiento sísmico de un edificio existente de concreto armado ubicado en la ciudad de Juliaca, utilizando el método basado en el desempeño.

1.5 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.5.1 OBJETIVO GENERAL

1. Conocer el comportamiento sísmico de un edificio existente de concreto armado, ubicado en la ciudad de Juliaca, utilizando el método basado en el desempeño.

1.5.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

1. Evaluar si un edificio existente de concreto armado, ubicado en la ciudad de Juliaca, cumple con los parámetros de diseño Sismorresistente establecido en el Reglamento Nacional de Edificaciones E.030 2016.
2. Evaluar el nivel de desempeño para un edificio existente de concreto armado, ubicado en la ciudad de Juliaca, ante un evento sísmico.
3. Proponer el reforzamiento de la estructura, según el nivel de daño esperado en la evaluación, debido a la demanda sísmica.

1.6 VARIABLES

1.6.1 OPERACIONALIZACIÓN DE LAS VARIABLES

1.6.1.1 VARIABLE EVALUATIVA:

"COMPORTAMIENTO SÍSMICO"

- **Definición Conceptual:** Actualmente en el Perú en el RNE E.030 2016, existen varios factores que intervienen para evaluar de la resistencia edificios ante una eventualidad de sismos.
- **Definición Operacional:** Para evaluar la bondad del diseño en términos de aceleración máxima de suelo, periodo de vibración, modo de vibración y fuerza cortante para poder definir lo más cerca posible a la realidad el comportamiento de la estructura y en función de los resultados obtenidos determinar el grado de daño en los elementos estructurales o el sistema en su conjunto u otros parámetros de interés que se requieran.

1.6.1.2 VARIABLE DE SUPERVISIÓN:

MÉTODO BASADO EN EL DESEMPEÑO

- **Definición Conceptual:** Describe en términos cuantitativos la actuación, y el comportamiento de una edificación después de la acción de un sismo.
- **Definición Operacional:** El método basado en el desempeño sísmico es un problema amplio y complejo debido a que se necesita definir la capacidad del sistema estructural en términos de resistencia y la capacidad de deformación plástica y también se debe seleccionar los efectos sísmicos esperados en el sitio dado.

1.6.1.3 VARIABLE DE CALIBRACIÓN:

PARÁMETROS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE RNE E.030

Esta variable nos permitirá calibrar todos los parámetros que intervienen en el modelamiento de la estructura en evaluación, para así poder realizar la evaluación lo más cercano a la realidad posible, dichos parámetros se encuentran ya establecidos en el Reglamento Nacional de edificaciones E.030.

1.6.1.4 INDICADORES

1.6.1.4.1 Indicadores evaluativas

- a. Peso de la edificación
- b. Rigidez de los elementos estructurales
- c. Configuración en planta y altura

1.6.1.4.2 Indicadores de supervisión

- a. Desplazamientos Máximos Tolerables
- b. Formación De Rotulas Plásticas
- c. Punto De Nivel De Desempeño

1.6.1.4.3 Indicadores de calibración

- a. Factor de zona
- b. Factor de uso
- c. Factor de suelo
- d. Factor de amplificación sísmica
- e. Coeficiente básico de reducción

Tabla 1: Operacionalización de las variables

1. PROBLEMA	2. OBJETIVOS	3. VARIABLES	OPERACIONALIZACION DE VARIABLES		
			INDICADORES	INSTRUMENTOS	ENFOQUE DE LA INVESTIGACIÓN
1.1. Problema General	2.1. Objetivo General	4.1. Variable Evaluativa	Indicador De Variable Evaluativa	RNE E.030 Observación Formulas Cálculos matemáticos Software ETABS 2016 v16.1.0	Según el enfoque es Cualitativo
¿Cómo será el comportamiento sísmico de un edificio existente de concreto armado ubicado en la ciudad de Juliaca utilizando el método basado en el desempeño?	Conocer el comportamiento sísmico de un edificio existente de concreto armado ubicado en la ciudad de Juliaca utilizando el método basado en el desempeño.	COMPORTAMIENTO SÍSMICO	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Peso de la edificación ➤ Rigidez de los elementos estructurales ➤ Configuración en planta y altura 		
1.2. Problemas Específicos	2.2. Objetivos Específicos	4.2. Variable de Supervisión	Indicador De Variable Evaluativa		NIVEL DE LA INVESTIGACIÓN
¿Cumplirá un edificio existente de concreto armado ubicado en la ciudad de Juliaca con los parámetros de diseño Sismorresistente establecido en el Reglamento Nacional de Edificaciones E.030, 2016?	Evaluar si un edificio existente de concreto armado ubicado en la ciudad de Juliaca cumple con los parámetros de diseño Sismorresistente establecido en el Reglamento Nacional de Edificaciones E.030, 2016.	MÉTODO BASADO EN EL DESEMPEÑO	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Desplazamientos máximos tolerables ➤ Formación de rotulas plásticas ➤ Punto de Nivel de Desempeño 		Según el nivel es Aplicativo
¿Cuál será el nivel de desempeño para un edificio existente de concreto armado ubicado en la ciudad de Juliaca ante un evento sísmico?	Evaluar el nivel de desempeño para un edificio existente de concreto armado ubicado en la ciudad de Juliaca ante un evento sísmico.	4.3. Variable de Calibración	Indicador de la Variable de Calibración		TIPO DE INVESTIGACIÓN
¿Qué necesidad de reforzamiento tendrá la estructura según el nivel de daño esperado en la evaluación, debido a la demanda sísmica?	Proponer el reforzamiento de la estructura según el nivel de daño esperado en la evaluación, debido a la demanda sísmica.	PARÁMETROS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE RNE E.030	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Factor de zona ➤ Factor de uso ➤ Factor de suelo ➤ Factor de amplificación sísmica ➤ Coeficiente básico de reducción 		
					Según el tipo es Evaluativo

Fuente: (Elaboración propia)

CAPÍTULO II

MARCO REFERENCIAL

2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN.

Desde inicios del siglo XXI ya se iban dando las investigaciones concernientes a la metodología del desempeño o la no linealidad de las estructuras de concreto armado.

Pérez (2013), Realizo una investigación denominada "Diseño Sismo Resistente por Desempeño y sus Efectos en el Comportamiento Estructural", en este trabajo se realizó en primera instancia el diseño de la estructura integral con la norma NEC-2011, y una vez que se obtuvo el diseño se procedió a realizar la evaluación por el método denominado desempeño a una edificación de 4 niveles, obteniendo resultados bajo el procedimiento de análisis estático no lineal (AENL). Así mismo se planteó como objetivo general el estudiar y comparar el método sismo resistente basado en fuerzas; Objetivos específicos, establecer ventajas y desventajas del método de diseño por resistencia y desempeño y Aplicar las normas del desempeño estructural al diseño de una edificación. Concluyendo que el método basado en fuerzas presenta limitaciones ya que al modelar las edificaciones solo se realiza con un tipo de sismo que tiene una probabilidad muy baja de que pueda ocurrir y el método basado en el desempeño considera sismos con una probabilidad alta de que pueda ocurrir en la vida útil de la edificación, el punto de desempeño es un indicativo que nos predice de manera más real el comportamiento de la estructura donde se recomienda también verificar las derivas de entrepiso para ir identificando la secuencia de los elementos estructurales que van ingresando en el rango no lineal y por último el análisis estático no lineal, (AENL) Pushover, es una técnica muy práctica y que se asemeja más a la realidad para poder conocer la respuesta de una estructura ante una sollicitación sísmica.

Vergara & Zevallos (2014), realizaron también una investigación denominado "Análisis Sísmico por Desempeño Estático no Lineal de un Edificio de 6 Niveles en la Ciudad de Trujillo, La Libertad", donde la investigación se enfoca en el diseño estructural



de un edificio de concreto armado y someterlo a la metodología del desempeño para poder encontrar en punto de performance de dicha estructura donde se consideró la no linealidad de los materiales predominantes como el concreto y el acero para detallar la aparición de rotulas plásticas y seguida de la degradación de la rigidez total de la estructura. Como objetivo general se planteó realizar el diseño por desempeño y un análisis estático no lineal (AENL) para poder establecer parámetros de calidad y luego poder compararlos con un diseño tradicional, como objetivos específicos se planteó, establecer niveles de diseño reflejados al daño posterior al sismo, realizar el modelo de la estructura induciendo a la formación de rotulas plásticas y realizar un análisis estático no lineal (AENL) que contemple la variabilidad del tiempo en los materiales. Donde se concluyó que; al utilizar el Reglamento Nacional de Edificaciones E-030 se obtuvo un desempeño favorable para la estructura esto quiere decir que nuestra norma es bastante conservadora, el análisis estático no lineal (AENL) Pushover es una filosofía mediante el cual se puede predecir el comportamiento de la estructura ante un evento sísmico porque nos presenta de una manera secuencial la aparición de rotulas plásticas que conllevan al colapso de la estructura, también se menciona que la nuestra norma E-030 no considera un factor de reducción de la demanda sísmica propia de cada estructura y que el método de desempeño si realiza un cálculo para cada estructura mediante el amortiguamiento histerético en función a la degradación de las secciones de la estructura a lo largo de un evento sísmico y la norma presenta valores conservadores.

Paredes (2016), realiza también una investigación que lleva como título "Evaluación del Desempeño Sismorresistente de un Edificio Destinado a Vivienda en la Ciudad de Lima Aplicando el Análisis estático no Lineal Pushover", la investigación se enfocó en el diseño por desempeño de un edificio ubicado en la ciudad de Lima, donde por hipótesis se planteó que el diseño por desempeño de una estructura destinado para viviendas si cumple con lo que indica el Reglamento Nacional de Edificaciones E.030 respecto a los daños estructurales y el no colapso de dicha estructura, donde se concluyó que; el desempeño de la estructura si cumple con lo que indica el Reglamento Nacional de Edificaciones E-030 con el objetivo del no colapso, donde se obtuvo un nivel de desempeño de seguridad de vida y prevención al colapso pero que si existiría grandes pérdidas económicas, a su vez para poder realizar la evaluación del comportamiento sísmico se utilizaron diferentes espectros bajo los criterios de los estudios realizados por investigadores, pues la norma sismorresistente E-030, no define la forma de obtener espectros de respuesta según los niveles de peligro sísmico (frecuente, ocasional, raro y muy raro).

2.2 MARCO TEÓRICO

Antes de iniciar en el tema de evaluación sísmica de edificaciones es de vital importancia definir algunas teorías, con que refiere a la acción del sismo a la que algunos también lo conocemos como terremotos.

2.2.1 LOS TERREMOTOS

Se puede definir a estos movimientos de la tierra que son originados por la liberación súbita de energía que se acumula durante periodos largos, su origen se debe primordialmente cuando dos placas tectónicas tienden a acomodarse. La tectónica en nuestro país está ligada directamente con un proceso denominado subducción de la placa oceánica (placa de Nazca) que se encuentra por debajo de la continental (placa Sudamericana), la placa de Nazca se desplaza hacia el Este y esta es causante del levantamiento del borde occidental de Sudamérica que da origen a una topografía muy accidentada.

Figura 5: proceso de subducción de la placa de Nazca y la placa Sudamericana



Fuente: (Cabanillas, 2015)

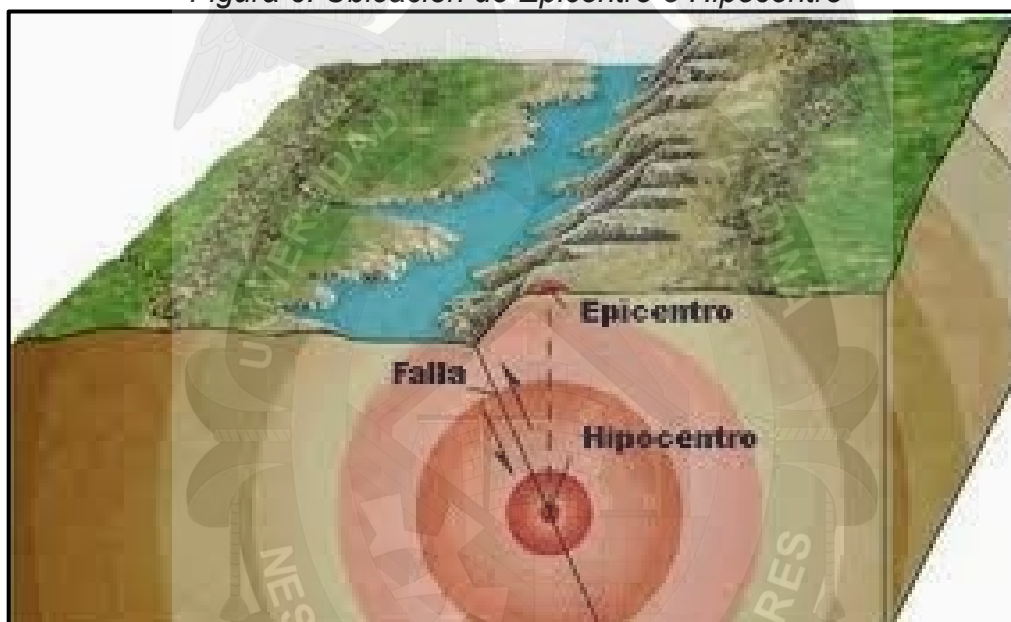
2.2.2 EPICENTRO

Es el punto sobre la superficie de la tierra donde la intensidad del terremoto es mayor, está ubicado directamente sobre el hipocentro.

2.2.3 HIPOCENTRO

Es el punto que se ubica dentro del interior de la tierra donde tiende a liberarse la energía acumulada, cuando ocurre a una profundidad de hasta 70 km de profundidad se denomina superficial, si ocurre entre los 70 y los 300 km se denomina intermedio y si es mayor profundidad se le denomina profundo.

Figura 6: Ubicación de Epicentro e Hipocentro



Fuente: (blogspot.com)

2.2.4 MAGNITUD DE ESCALA RICHTER

Esta representa la energía liberada en cada terremoto y está basado en el registro sismográfico, es una escala que crece en forma potencial o logarítmica, esto significa que cada punto incrementa diez o más veces.

2.2.5 INTENSIDAD EN LA ESCALA DE MERCALLI

Esta se refiere a la medida de percepción que tiene la persona, así podemos poner un ejemplo que, a diferencia de la escala de Richter, un sismo puede tener una intensidad V en la ciudad de Arequipa y al mismo tiempo una intensidad de III en la ciudad de Juliaca. La medición va cambiando a medida que nos distanciamos del epicentro.



2.2.6.-LOS PRINCIPIOS DE LA SISMORRESITENCIA

2.2.6.1 FORMA REGULAR

“La geometría de la edificación debe ser sencilla en planta y en elevación. Las formas complejas, irregulares o asimétricas causan un mal comportamiento cuando la edificación es sacudida por un sismo. Una geometría irregular favorece que la estructura sufra torsión o que intente girar en forma desordenada. La falta de uniformidad facilita que en algunas esquinas se presenten intensas concentraciones de fuerza, que pueden ser difíciles de resistir” (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2001, pág. 4).

2.2.6.2 BAJO PESO

“Entre más liviana sea la edificación menor será la fuerza que tendrá que soportar cuando ocurre un terremoto. Grandes masas o pesos se mueven con mayor severidad al ser sacudidas por un sismo y, por lo tanto, la exigencia de la fuerza actuante será mayor sobre los componentes de la edificación. Cuando la cubierta de una edificación es muy pesada, por ejemplo, esta se moverá como un péndulo invertido causando esfuerzos tensiones muy severas en los elementos sobre los cuales esta soportada” (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2001, pág. 4).

2.2.6.3 MAYOR RIGIDEZ

“Es deseable que la estructura se deforme poco cuando se mueve ante la acción de un sismo. Una estructura flexible o poco sólida al deformarse exageradamente favorece que se presenten daños en paredes o divisiones no estructurales, acabados arquitectónicos e instalaciones que usualmente son elementos frágiles que no soportan mayores distorsiones” (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2001, pág. 4).

2.2.6.4 BUENA ESTABILIDAD

“Las edificaciones deben ser firmes y conservar el equilibrio cuando son sometidas a las vibraciones de un terremoto, estructuras poco sólidas e inestables se pueden volcar o deslizar en caso de una cimentación deficiente. La falta de estabilidad y rigidez favorece que edificaciones vecinas se golpeen en forma perjudicial si no existe una suficiente separación entre ellas” (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2001, pág. 4).

2.2.6.5 SUELO FIRME Y BUENA CIMENTACIÓN

“La cimentación debe ser competente para transmitir con seguridad el peso de la edificación al suelo. También, es deseable que el material del suelo sea duro y resistente. Los suelos blandos amplifican las ondas sísmicas y facilitan asentamientos nocivos en la

cimentación que pueden afectar la estructura y facilitar el daño en caso de sismo” (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2001, pág. 4).

2.2.6.6 ESTRUCTURA APROPIADA

“Para que una edificación soporte un terremoto su estructura debe ser sólida, simétrica, uniforme, continua o bien conectada. Cambios bruscos de sus dimensiones, de su rigidez, falta de continuidad, una configuración estructural desordenada o voladizos excesivos facilitan la concentración de fuerzas nocivas, torsiones y deformaciones que pueden causar graves daños o el colapso de la edificación” (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2001, pág. 4).

2.2.6.7 MATERIALES COMPETENTES

“Los materiales deben ser de buena calidad para garantizar una adecuada resistencia y capacidad de la estructura y pueda absorber y disipar la energía del sismo cuando la sacude. Materiales frágiles, poco resistentes, con discontinuidades se rompen fácilmente ante la acción de un terremoto. Muros o paredes de adobe, de ladrillo o bloque sin refuerzo, sin vigas y columnas, pueden resultar muy peligrosas” (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2001, pág. 5).

2.2.6.8 CAPACIDAD DE DISIPAR ENERGÍA

“Una estructura debe ser capaz de soportar deformaciones en sus componentes sin que se dañen gravemente o se degrade su resistencia. Cuando una estructura no es dúctil y tenaz se rompe con facilidad al iniciarse su deformación por la acción sísmica. Al degradarse su rigidez y resistencia pierde su estabilidad y puede colapsar súbitamente. Los estribos en las vigas y columnas de concreto deben colocarse según normas para darle confinamiento y mayor resistencia al concreto y armadura longitudinal” (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2001, pág. 5).

2.2.6.9 CALIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN

“Se deben cumplir los requisitos de calidad y resistencia de los materiales y acatar las especificaciones de diseño y construcción, la falta de control de calidad en la construcción y la ausencia de la supervisión técnica ha sido la causa de daños y colapsos de edificaciones que aparentemente cumplen con otras características o principios de la sismorresistencia. Los sismos descubren los descuidos y errores que se hayan cometido al construir” (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2001, pág. 5).

2.2.6.10 FIJACIÓN DE ACABADOS E INSTALACIONES

“Los componentes no estructurales como tabiques divisorios, acabados arquitectónicos, fachadas, ventanas, e instalaciones deben estar bien adheridos o conectados y no deben interaccionar con la estructura. Si no están bien conectados se desprenderán fácilmente en caso de un sismo” (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2001, pág. 5).

2.2.7 EL CONCRETO ARMADO

El conocimiento adecuado de cómo se comportará una estructura bajo las diferentes solicitaciones de carga, requiere tener un conocimiento adecuado de los materiales que la conforman como es el concreto y el acero.

“El concreto armado, es un material estructural de considerable resistencia, adecuada versatilidad y relativo bajo costo. El concreto armado está formado por materiales de fácil adquisición y que del producto de la adecuada combinación de los elementos que lo conforman (concreto y acero), resiste de manera adecuada, prácticamente todo tipo de solicitaciones”. (Ticona, 2012, pág. 51).

“La respuesta inelástica de las estructuras de concreto armado bajo cargas sísmicas es caracterizados mediante la disminución de la rigidez y deformaciones permanentes en los elementos involucrados. Así mismo, para lograr esta respuesta se requiere el empleo del concepto de curvas de histéresis o comportamiento histerético, en ellas se define el comportamiento de las secciones de concreto reforzado ante la aplicación de cargas cíclicas, las cuales producen deformaciones en el rango plástico. Las cargas cíclicas son capaces de originar daños, mediante las fases de carga, descarga y recarga; lo que provoca generalmente que los componentes fallen por tracción y compresión”. (Paredes, 2016, págs. 17-18).

2.2.8 MODELO ESFUERZO-DEFORMACIÓN PARA EL CONCRETO

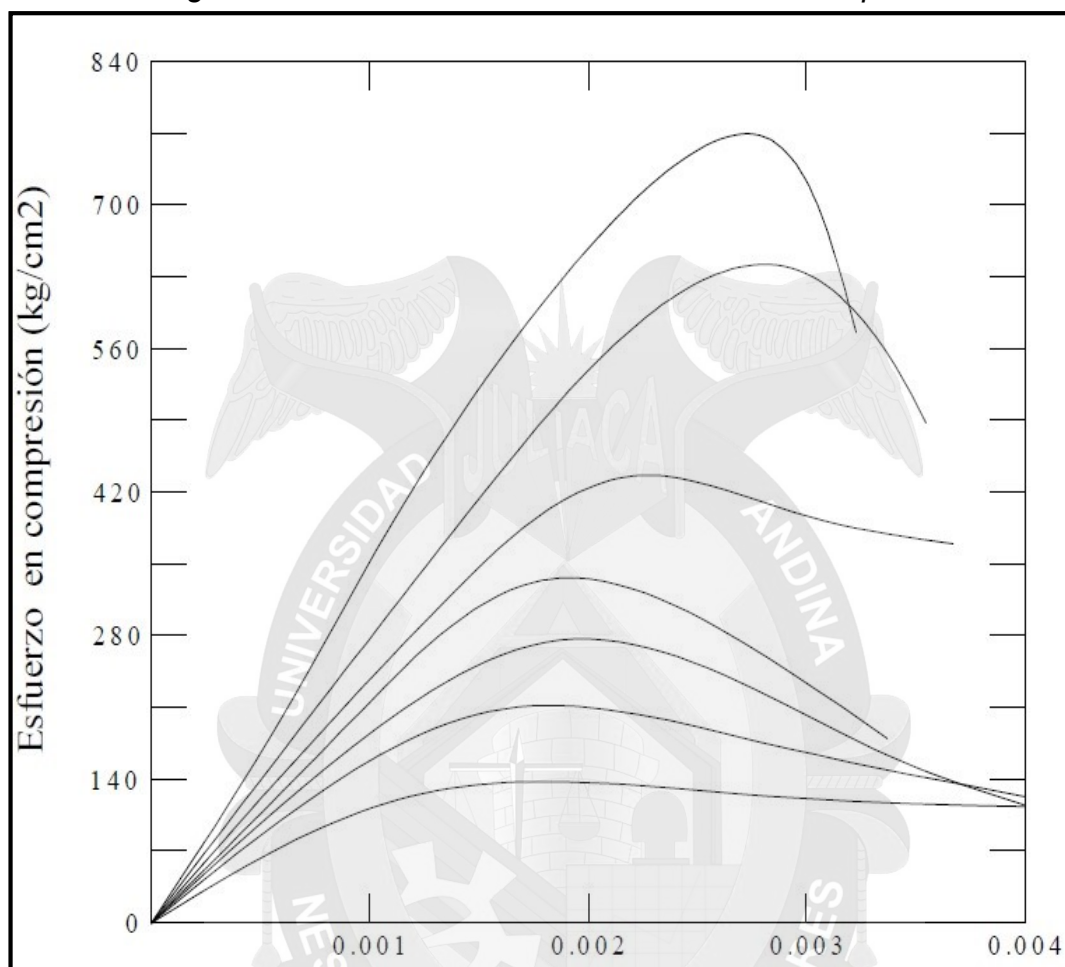
Para poder tener una mejor comprensión sobre la curva esfuerzo-deformación es necesario e indispensable en primera instancia conocer primero los ensayos de compresión para dicho material.

2.2.8.1 COMPORTAMIENTO ANTE EL ESFUERZO DE COMPRESIÓN:

“Por lo general la resistencia a compresión del concreto se obtiene de cilindros con una relación de altura diámetro igual a 2. Los cilindros se cargan longitudinalmente a una tasa lenta de deformación para alcanzar la deformación máxima en dos o tres minutos. El

cilindro estándar normal tiene 12 plg (30 cm) de altura por 6plg (15 cm) de diámetro y la resistencia a la compresión que se logra a los 28 días generalmente varía entre 2000 y 8000 lb/plg² (140 a 560 kg/cm²). (Par, R., & Paulay, T., 1980, pág. 13).

Figura 7: Curvas de Resistencia de Concreto Simple



Fuente: (Ticona, 2012)

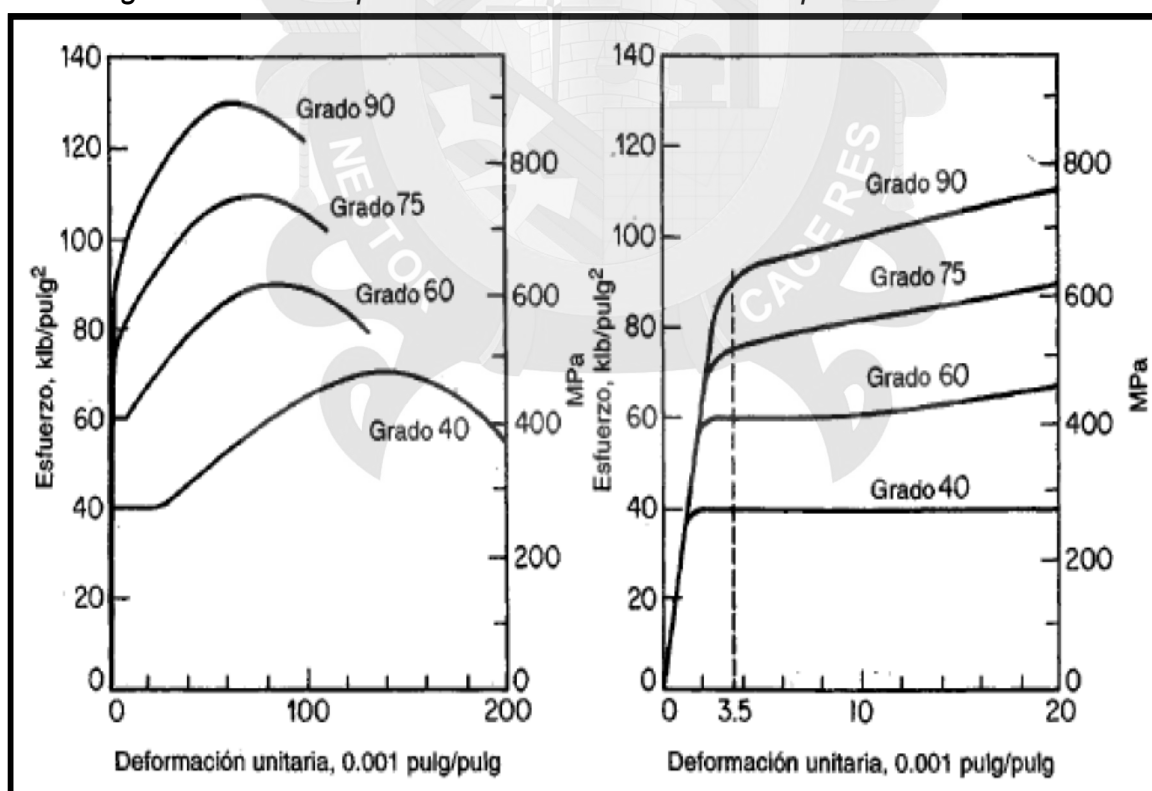
“Como se observa en la figura anterior, las gráficas tienen una rama ascendente casi lineal cuya pendiente varía de acuerdo a la resistencia y se extiende hasta aproximadamente $\frac{1}{3}$ a $\frac{1}{2}$ de f'_c . Posteriormente adoptan la forma de una parábola invertida cuyo vértice corresponde al esfuerzo máximo en compresión. La rama descendente de las gráficas tiene una longitud y pendiente que varía de acuerdo al tipo de concreto. Para concretos de resistencia bajas tiende a tener menos pendiente y mayor longitud que para concretos de resistencias mayores. De ello se deduce que los concretos menos resistentes son más dúctiles”. (Harsem, 2005, págs. 30-31).

2.2.9 MODELO ESFUERZO-DEFORMACIÓN PARA EL ACERO

Nilson (1999) hace una descripción del concepto, así:

En el acero, la forma de la curva esfuerzo-deformación unitaria, y en particular la del tramo inicial, tiene una influencia significativa en el comportamiento de elementos de concreto reforzado. Las curvas típicas esfuerzo-deformación unitarias de los aceros se muestran en la siguiente imagen. Las curvas completas se muestran en la parte izquierda de la figura; en la parte derecha se presentan los tramos iniciales de las curvas magnificados diez veces. Los aceros con bajo contenido de carbón, tipificados por la curva de grado 40, muestran una porción elástica seguida de una plataforma de fluencia, es decir, una porción horizontal de la curva donde la deformación unitaria aumenta continuamente bajo esfuerzo constante. Para estos aceros, el punto de fluencia es el esfuerzo para el cual la plataforma de fluencia, es decir, una porción horizontal de la curva donde la deformación unitaria aumenta continuamente bajo esfuerzo constante. Para deformaciones unitarias mayores, los esfuerzos comienzan a aumentar de nuevo, pero a una tasa menor, un proceso que se conoce como endurecimiento por deformación. La curva tiende a hacerse horizontal cuando alcanza la resistencia a la tensión; esta comienza a descender hasta que llega a la rotura. (págs. 55-56)

Figura 8: Curvas típicas de esfuerzo deformación para barras de acero



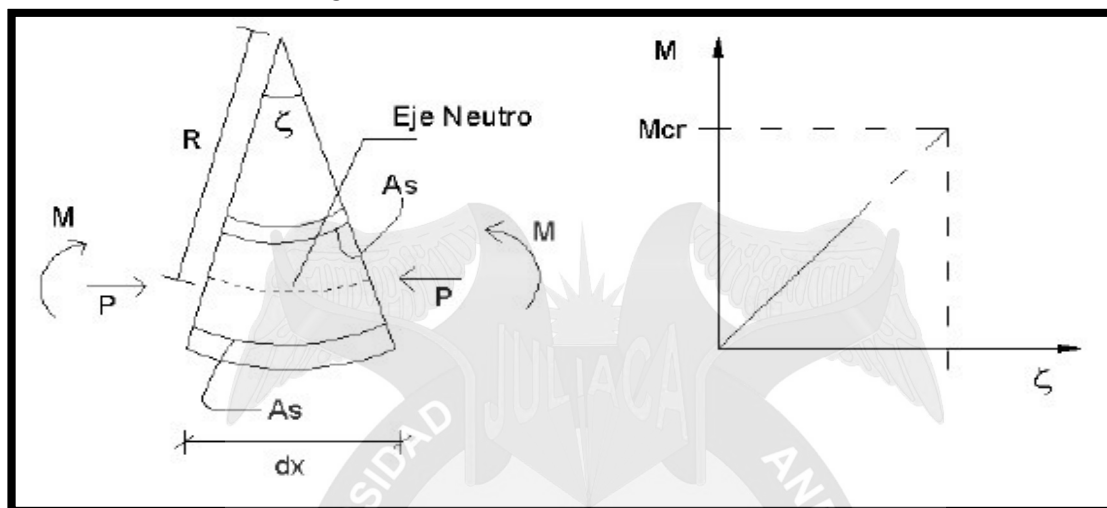
Fuente: (Nilson, 1999)

2.2.10 MODELAMIENTO DE LAS RÓTULAS PLÁSTICAS

2.2.10.1 RELACIÓN MOMENTO CURVATURA

El momento y la curvatura en una sección de concreto armado guardan una relación lineal solo para momentos flectores menores al momento de agrietamiento (M_{cr}).

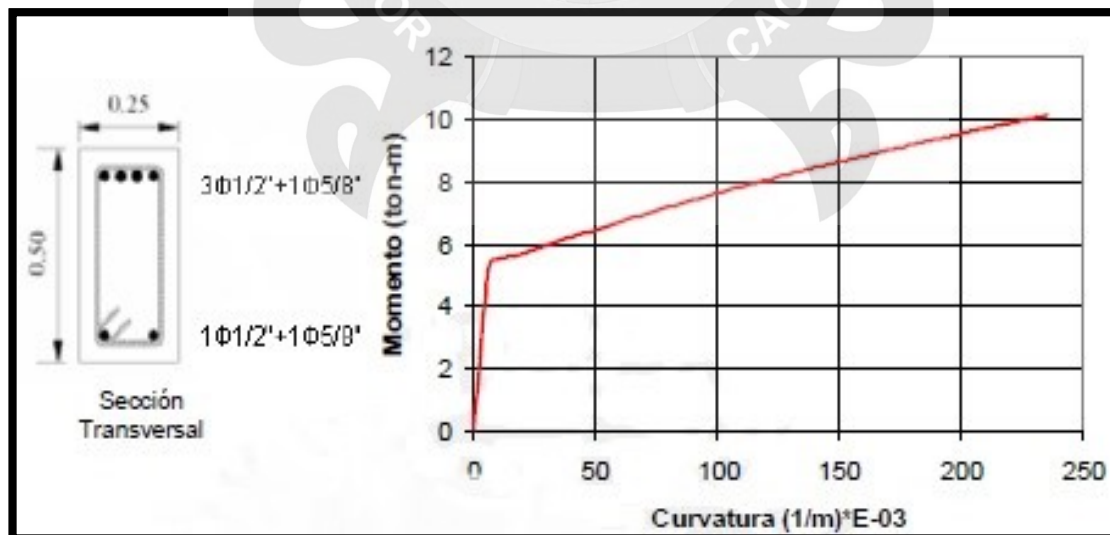
Figura 9: Modelo Momento-Curvatura



Fuente: (Ottazzi, 2004)

“Luego del agrietamiento la relación continua prácticamente lineal, pero con otra pendiente hasta que se produce la fluencia del acero o el agotamiento del concreto. Si primero se produce la fluencia del acero la sección puede seguir deformándose hasta que el concreto alcanza su máximo esfuerzo primero y finalmente su máxima deformación”. (Ottazzi, 2004, Pag.104).

Figura 10: Diagrama Momento-Curvatura para una sección de viga



Fuente: (Ottazzi, 2004)

“Por otro lado, para el caso de los modelos analíticos, se considera una zona de daño en la cual se concentra la mayor parte de la deformación inelástica, esta zona se denomina rótula plástica. Dicha zona, presenta una longitud de desarrollo medida desde la unión viga-columna a lo largo de la viga llamado longitud plástica”.

“Por tanto, para pasar de la relación momento curvatura a la relación momento-giro, se multiplica cada valor de curvatura por la longitud de rótula efectiva. La siguiente figura muestra el resultado de dicha multiplicación, convirtiéndose en el diagrama momento-giro”. (Paredes, 2016, pág. 21)

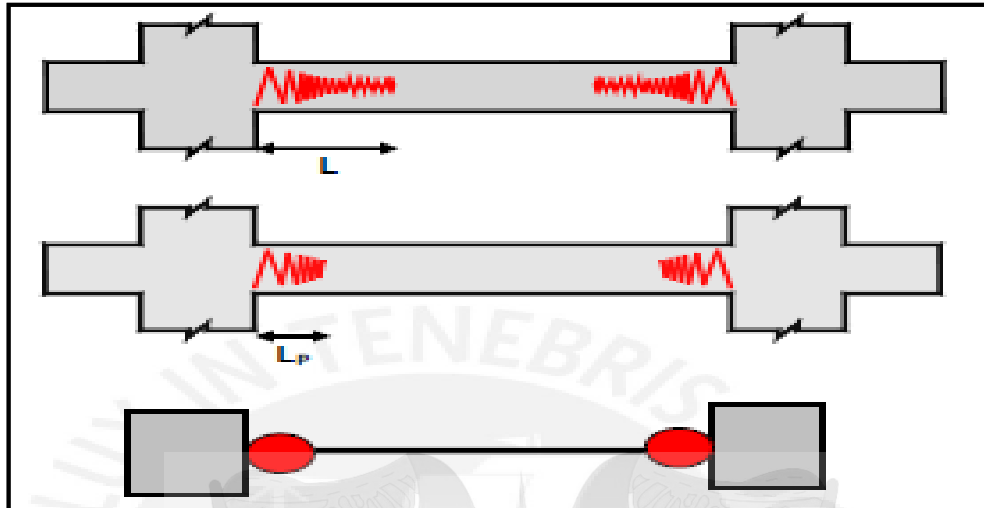
Figura 11: Diagrama Momento-Giro



Fuente: (Ottazzi, 2004)

La determinación o la ubicación de la rótula plástica, resulta complicada por el hecho que las rotulas van en aumento en lo que respecta en longitud, cuando se incrementa la deriva de piso, ya que no es posible representar este cambio con exactitud, sobre la longitud de la rótula. Para vigas y columnas de proporciones típicas L_p se expresa como la mitad del peralte del elemento.

Figura 12: Formación de rotulas plásticas

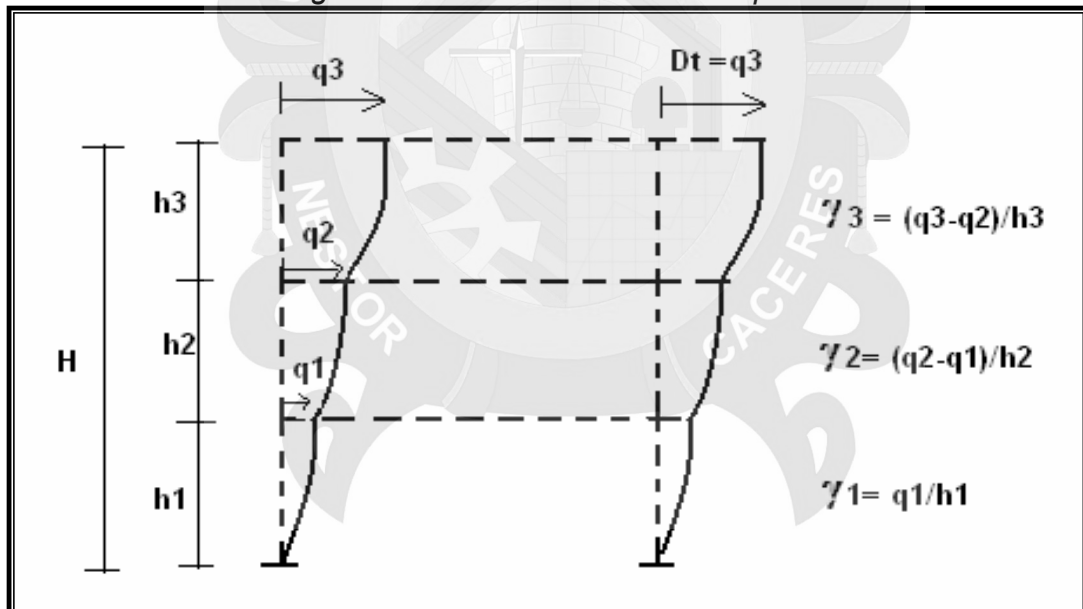


Fuente: (Borda Miguel, Pastor Adolfo, 2007)

2.2.11 DERIVAS, DRIFT O DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE ENTREPISO.

En la siguiente figura se presenta una estructura deformada a causa de cargas sísmicas y los desplazamientos laterales por piso se han identificado con las variables q_1 , q_2 y q_3 .

Figura 13: cálculos de derivas de piso



Fuente: (Aguilar, 2006)

“El desplazamiento lateral máximo de acuerdo a la figura 13, se tiene $Dt = q_3$. La deriva de piso y no es más que el desplazamiento relativo de piso dividido para la altura de entrepiso, de tal manera que en cada piso se tiene una deriva y el valor de γ es

el mayor valor de todas las derivas de piso; Adicionalmente las derivas se encuentran ligadas al daño estructural, como indica Ghobarah. (Aguilar, 2006, pág. 38).

Tabla 2: Tabla de derivas

Derivas	Daño	Descripción del Daño	Nivel de desempeño
$\gamma < 0.002$	Sin daño	Sin daño	Operacional
$0.002 < \gamma < 0.005$	Leve	Grietas ligeramente visibles.	Ocupación Inmediata
$0.005 < \gamma < 0.011$	Moderado	Grietas Menores de 1mm	Seguridad de Vida
$0.011 < \gamma < 0.023$	Extensivo	Grietas entre 1 y 2mm	Prevención del Colapso
$0.025 < \gamma$	Completo	Grietas mayores a 2mm	Colapso.

Fuente: (Aguilar, 2006)

2.3 MARCO CONCEPTUAL

2.3.1 MÉTODOS DE ANÁLISIS SÍSMICO

En su gran mayoría las normas sismorresistente están basados en el análisis lineal-elástico de las estructuras. Estas formalidades incluyen un análisis estático y dinámico, los cuales se utiliza en un análisis de fuerza lateral equivalente, análisis del espectro de respuesta, análisis modal y en el análisis elástico de tiempo historia.

2.3.1.1 ANÁLISIS LINEAL

En un análisis de tipo lineal, las propiedades estructurales, como son la rigidez y el amortiguamiento, se le considera como una constante no varían con el tiempo. Todos los desplazamientos, esfuerzos, reacciones, se le considera directamente proporcional a la magnitud de las cargas que se le aplica.

2.3.1.1.1 Análisis Estático Lineal

Se denomina un análisis estático lineal cuando la edificación en análisis, se representa como un sistema de un grado de libertad y que corresponde a una rigidez lineal, Las fuerzas actuantes sobre la edificación a causa de las sollicitaciones sísmicas se representa a través de fuerzas denominados cortante basal distribuidos en toda la altura de la edificación. Este tipo de análisis es apropiado solo para edificaciones regulares los cuales su respuesta siempre se encontrará en el rango elástico.

2.3.1.1.2 Análisis Dinámico Lineal

En este tipo de análisis la estructura se representa como un sistema de varios grados de libertad mediante una matriz de rigidez elástica lineal y una matriz de amortiguamiento, la fuerza actuante a causa de sismo se modela a través de un análisis modal espectral o un análisis tiempo historia. Este tipo de análisis es apropiado para modelar edificaciones irregulares y que su respuesta se encuentre dentro del rango elástico.

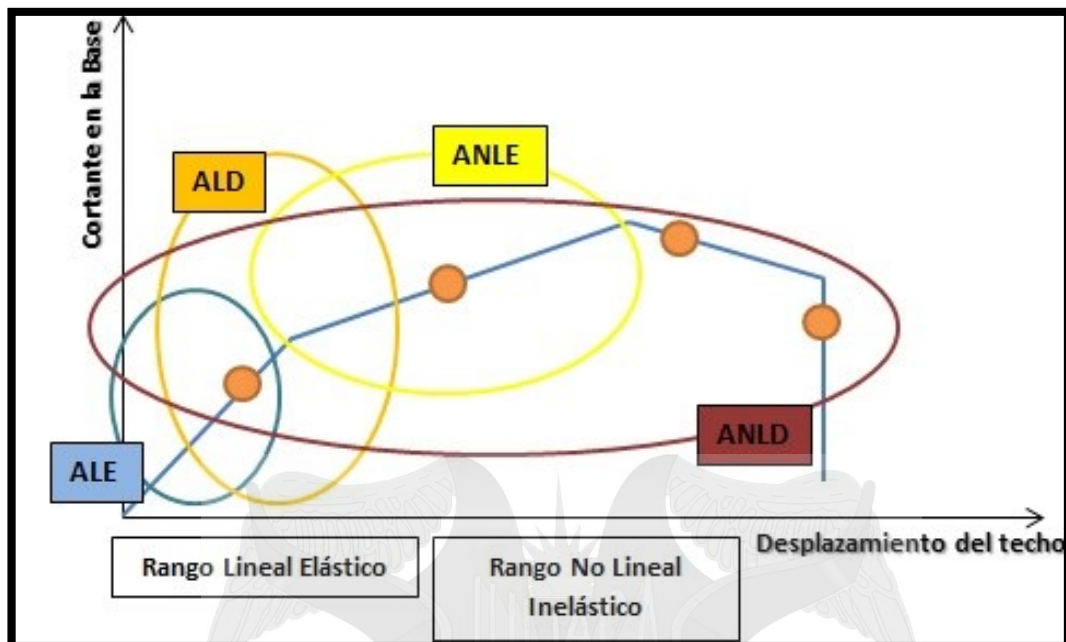
2.3.1.2 ANÁLISIS NO LINEAL

“El comportamiento no lineal de las estructuras es tan importante como el comportamiento lineal en la práctica de un diseño sismorresistente por las siguientes razones: la estructura de un edificio debe comportarse sin experimentar daños bajo sismos pequeños o medianos que puedan ocurrir durante su existencia. Además, no debe sufrir un colapso con un fuerte movimiento sísmico que tenga recurrencia de 50 años o más. A menudo, las estructuras diseñadas con esta filosofía están sujetas a fuerzas sísmicas medianas que las lleva al rango inelástico. En algunas ocasiones, las fuerzas observadas han sido de tres a cuatro veces mayores que las que se especifican en los reglamentos. Asimismo, diseñar estructuras que permanezcan elásticas bajo grandes movimientos es muy costosa y se considera poco realista”. (Wakabayashi, 1990, pág. 94).

Para estructuras de concreto armado que se encuentran sometidas a solicitudes cercanas a una falla estructural, los materiales el concreto y el acero incursionaran inevitablemente dentro del rango inelástico no lineal. Con este concepto podemos mencionar que, el concreto como elemento estructural llega a alcanzar el tope de su resistencia y su respectiva falla para esfuerzos y deformaciones que se encuentran más allá del rango elástico inicial, en donde los esfuerzos y deformaciones se le podría considerar de una manera proporcional.

En conclusión, en la tipología de los análisis no lineales, se pone en consideración dos tipos; el análisis estático no lineal y el análisis dinámico no lineal, de estos dos ya mencionados, el más avanzado y completo es el análisis dinámico no lineal; ya que esta utiliza la combinación de los registros de movimiento del suelo con un modelo estructural detallado. Las estructuras que son sometidos a este registro reproduce promedios de la deformación para cada grado de libertad en los elementos modelados.

Figura 14: Representación gráfica de los tipos de análisis sísmicos

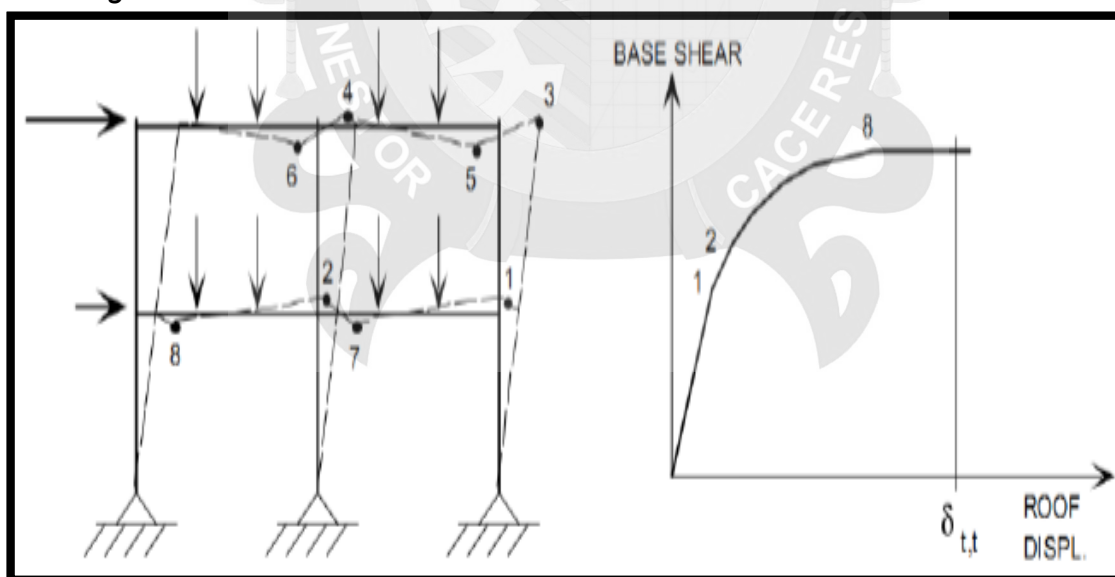


Fuente: (Paredes, 2016)

2.3.2 ANÁLISIS ESTÁTICO PUSHOVER

El análisis no lineal por el método "Pushover" consiste en un empuje lateral que se va incrementando hasta que llega a producir el colapso de la estructura, teniendo en cuenta las cargas de gravedad permanentes a la que está sometida la estructura como se muestra en la siguiente figura:

Figura 15: Ilustración del Análisis Pushover



Fuente: (Toledo, 2011)

Se puede observar en el gráfico como es que interviene la capacidad de la estructura, la cual se representa por la formación de la curva de capacidad de la estructura, que se puede definir como la relación entre las fuerzas laterales que se le aplica a la estructura vs los desplazamientos que estas generan. Esta idealización de la aplicación de cargas laterales se distribuye a lo largo de la altura de la edificación.

2.3.3.1 DISTRIBUCIÓN VERTICAL DE LA CARGA PSEUDO LATERAL

Para la distribución de la carga monotonica utilizadas en el Pushover se recomienda utilizar las siguientes ecuaciones:

$$F_x = C_{vx} V$$

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Donde:

- | | | |
|---------------|---|--|
| C_{vx} | = | factor de distribución vertical |
| V | = | Fuerza Pseudo-lateral |
| W_i y W_x | = | la porción del peso efectivo sísmico de la estructura localizada o asignada al nivel i o x . |
| h_i y h_x | = | la altura desde la base al nivel i o x . |
| K | = | exponente relativo al periodo de la estructura. |

Existen dos maneras de distribución de la carga lateral que son más utilizadas en el método Pushover, y que esta propuesto por FEMA.

Toledo (2011) considera:

Que otro patrón de carga adecuado consiste en ajustar el patrón de carga a la forma del primer modo de vibración de la estructura, así mismo es muy importante destacar que las cargas se aplican en los nodos laterales del modelo, las fuerzas laterales son monótonas crecientes, aumentando en proporción constante y tomando como control el desplazamiento en la parte superior del edificio hasta que éste alcance un cierto nivel de deformación, el desplazamiento último puede ser la deformación esperada en el diseño sísmico en el caso de diseñar una nueva

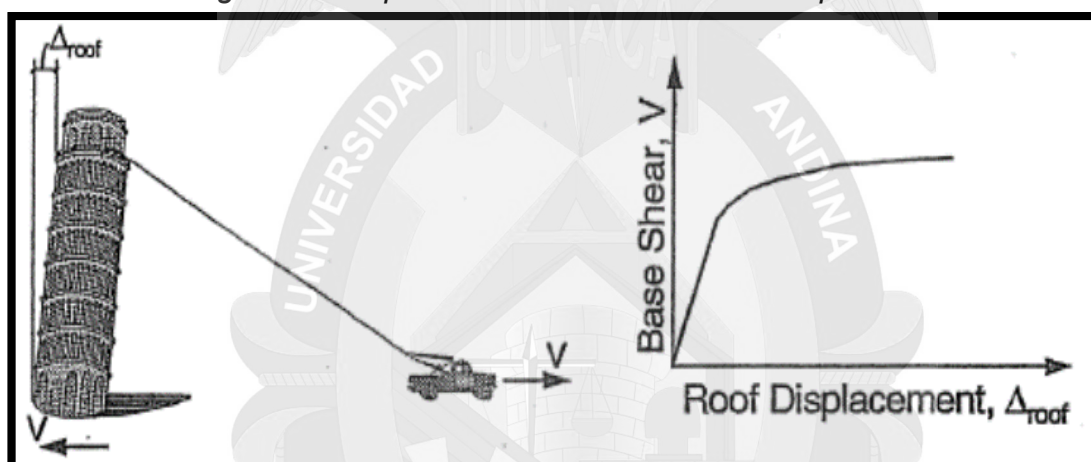
estructura, o la deformación correspondiente a un colapso estructural si los fines son la evaluación de una estructura existente. Este método permite el rastreo de la secuencia de rendimiento y el fracaso en el miembro y los niveles de la estructura, así como el progreso general que define la curva de capacidad (pp.30-40).

2.3.3 CURVA DE CAPACIDAD

La curva de capacidad absoluta de una estructura está relacionada con los esfuerzos y deformación de cada componente estructural que conforman la estructura.

La curva de capacidad de una estructura es representada por una curva Pushover, la manera más conveniente de graficar la curva fuerza-desplazamiento, es con el cortante basal y el desplazamiento del último piso.

Figura 16: Representación de la curva de capacidad



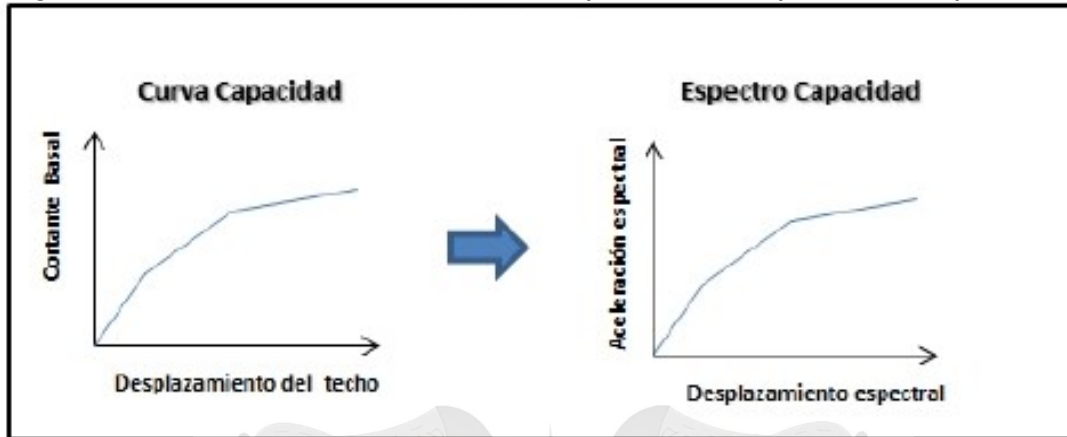
Fuente: (Mora, 2011)

“El estudio de la Curva de Capacidad es parte de toda la filosofía de diseño llamado **Diseño por Capacidad**, cuyo objetivo primordial es lograr que el comportamiento de una estructura sea lo más tolerante posible a los desplazamientos que puedan generar un sismo severo, ya que se tiene que evitar el colapso de la estructura, a pesar que se exceda la resistencia. Para poder conseguir esto se debe recurrir a deformar a la estructura y llevarla al rango inelástico” (Pique del Pozo, 2004, pág. 4).

2.3.4 TRANSFORMACIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD A UN ESPECTRO DE CAPACIDAD

Para poder utilizar este método del espectro de capacidad es fundamental transformar la curva de capacidad, la cual se encuentra en términos de fuerza cortante en la base de la estructura y el desplazamiento de techo, a un Espectro de Capacidad que está en términos de aceleración espectral vs desplazamiento espectral (S_a vs S_d).

Figura 17: Conversión de la Curva de Capacidad al Espectro de capacidad



Fuente: (Paredes, 2016).

Para poder conseguir esta transformación es esencial recurrir a las siguientes ecuaciones de transformación:

$$S_{di} = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \Phi_{techo,1}} \quad S_{ai} = \frac{V_i/w}{\alpha_1}$$

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (W_i \Phi_{i1})/g}{\sum_{i=1}^N (W_i \Phi_{i1}^2)/g} \quad \alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (W_i \Phi_{i1})/g]^2}{[\sum_{i=1}^N W_i/g][\sum_{i=1}^N (W_i \Phi_{i1}^2)/g]}$$

Donde se tiene que:

PF1 = Factor de participación modal para el primer modo natural.

α_1 = Coeficiente modal de masa para el primer modo natural.

W_i/g = Masa asignada al nivel i

Φ_{i1} = Amplitud del modo 1 en el nivel i

N = Nivel N, el nivel más alto de la estructura

V = Cortante basal

W = Peso del edificio

Δ_{techo} = Desplazamiento del techo

Sa = Aceleración espectral

Sd = Desplazamiento espectral

2.3.5 REPRESENTACIÓN BILINEAL DE LA CURVA DE CAPACIDAD

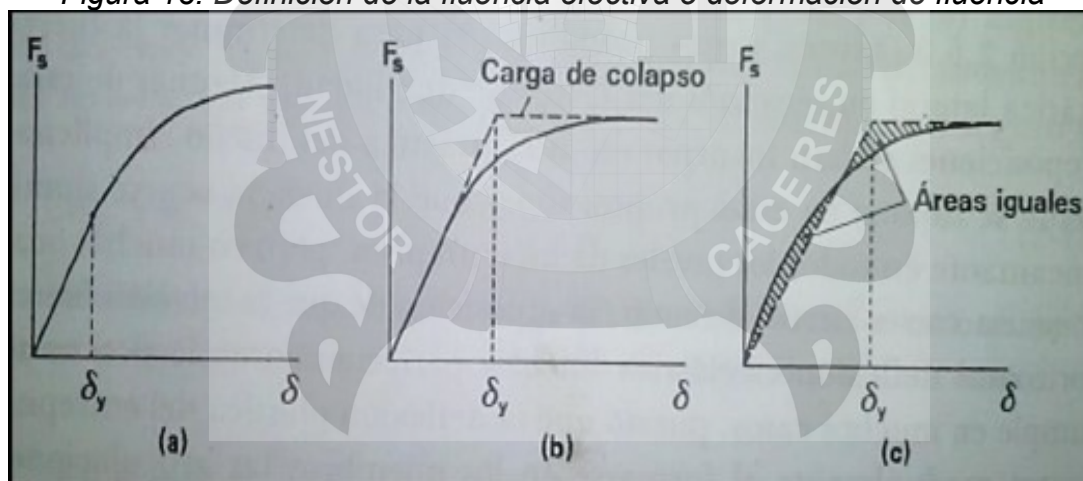
Para poder conseguir la representación bilineal idealizada de la curva de capacidad es necesario definir los puntos de interés en la curva de capacidad, en este concepto cabe mencionar, que es fundamental conocer en qué punto la curva de capacidad pasa de ser lineal a ser no lineal.

Wakabashi (1988) sostiene que:

Como ya se conoce en un análisis por capacidad la formación de la primera rotula plástica da inicio al comportamiento no-lineal de la edificación, sin embargo, este hecho no está relacionado con algún cambio brusco o notorio en la pendiente de la curva de capacidad, que es la que representa la rigidez de la estructura. Por tanto, resulta necesario encontrar un punto de fluencia en el cual se haya producido un cambio notorio en el comportamiento del edificio y por tanto en la pendiente de la curva de capacidad, este punto se denomina "fluencia efectiva", una vez encontrado ese punto es posible simplificar la curva de capacidad en un modelo bilineal. (p.102).

"La fluencia efectiva también llamada deflexión de fluencia (δ_y) se puede definir de muchas maneras como se muestra en la siguiente figura". (Wakabashi, 1988, pág. 102)

Figura 18: Definición de la fluencia efectiva o deformación de fluencia



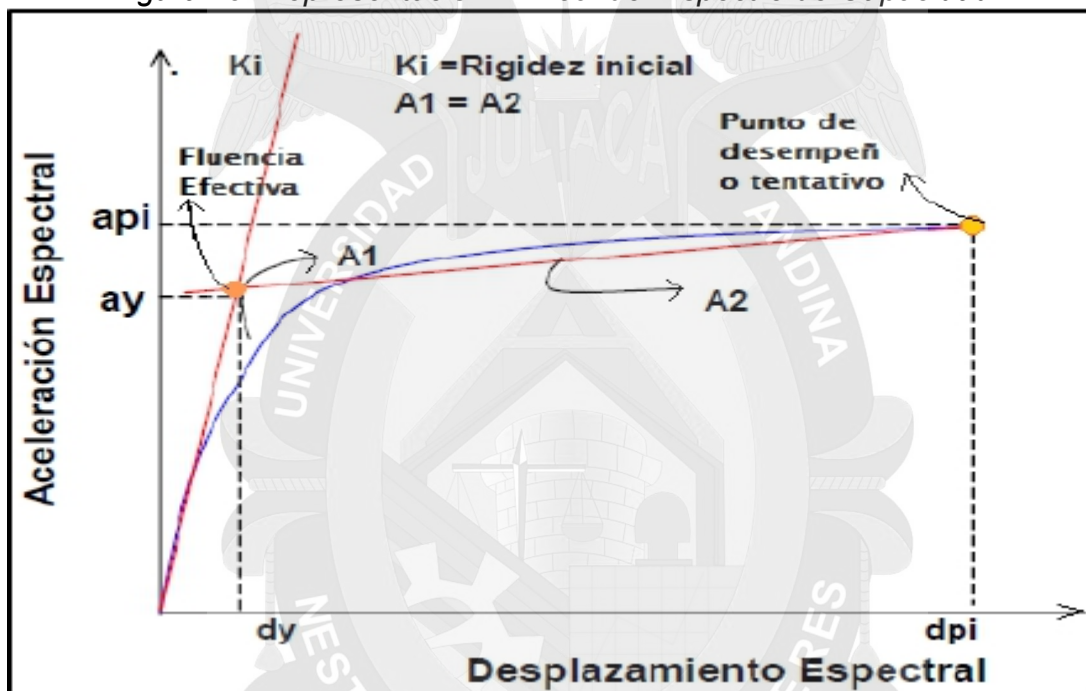
Fuente: (Wakabashi, 1988)

La filosofía de la aplicación de esta metodología llamada áreas iguales se fundamenta en la absorción de energía y consiste en igualar el área que se encuentra bajo la curva de capacidad con el área que se encuentra por encima de la curva, como se muestra en la figura 18.

Para poder ubicar en punto de fluencia efectiva, se procede a realizar un trazo inicial siguiendo la rigidez lineal de la estructura en la curva de capacidad, luego se procede a realizar una segunda línea desde el punto de origen de colapso, denominado también punto de desempeño tentativo, se dibuja la segunda línea hasta interceptar con la primera línea trazada, con el criterio que la primera área (A1) sea igual a la segunda área (A2).

El punto de fluencia efectiva es la intersección de las dos líneas trazadas, este cálculo se determina en forma iterativa hasta conseguir igualar las áreas como se muestra en la figura a continuación:

Figura 19: Representación Bilineal del Espectro de Capacidad



Fuente: (Delgadillo, 2005)

Una vez que ya se tiene ubicado el punto de fluencia efectiva ya queda definido los rangos de desplazamiento ya que este es el límite entre el rango elástico e inelástico de toda la estructura en su conjunto, siendo el rango elástico desde el origen hasta el punto de fluencia efectiva, y el rango inelástico, desde el punto de fluencia efectiva hasta el punto de desempeño tentativo.

2.3.6 MÉTODO BASADO EN EL DESEMPEÑO SÍSMICO ESTRUCTURAL

Varios métodos de análisis de estructuras están disponibles hoy en día: métodos de análisis elásticos estándar, (método elástico de fuerza lateral equivalente) o métodos dinámicos tradicionales. Para la evaluación del comportamiento de un edificio frente a una sollicitación sísmica, en términos de daños, se necesita una herramienta que permita



analizar la estructura más allá del rango elástico. Las técnicas de análisis estructural consisten fundamentalmente en comparar un parámetro de demanda con un parámetro de capacidad. El esfuerzo cortante ha sido el parámetro tradicional utilizado para el diseño sísmico de estructuras. El ingeniero calcula el cortante en la base del edificio como demanda generada por un terremoto dado o por una intensidad del movimiento y se compara con la capacidad del edificio. En el diseño tradicional, las fuerzas del sismo se reducen de manera artificial, para mantener el diseño en el rango elástico.

“La metodología de diseño actual, está basada en un terremoto de diseño de única intensidad o nivel de aceleración. En concordancia con la filosofía de diseño, toda estructura que es sometida a un terremoto intenso debería diseñarse para evitar el colapso mas no para evitar sufrir daños estructurales. Este criterio no está adecuadamente representado en la metodología de diseño y constituye uno de los puntos débiles de la ingeniería sismorresistente. El diseño en la condición límite del sismo no es verificado o calibrado contra demandas o solicitudes del sismo, por lo que no hay ninguna garantía sobre la capacidad real de la estructura bajo estas condiciones”. (Pique del Pozo, 2004, págs. 2-3).

“El pre-dimensionamiento hecho en el diseño tiene influencia sobre el porcentaje de la fuerza que cada elemento toma del total de la fuerza sísmica. Este porcentaje se da en proporción de la rigidez que corresponda a cada miembro que compone la estructura. Pero esta rigidez asumida para cada elemento ha de ser válida hasta cierto nivel de demanda, luego es posible que algunos elementos componente de la estructura cambien su rigidez asumida antes que otras”. (Fajardo, 2012, pág. 12).

El diseño basado en el desempeño sísmico consiste en la selección de esquemas de evaluación apropiados que permitan el dimensionado y detalle de los componentes estructurales, no estructurales y contenidos, de manera que, para unos niveles de movimiento del terreno determinados y con ciertos niveles de fiabilidad, los daños en las estructuras no deberán superar ciertos estados límite; de acuerdo al comité VISIÓN 2000, la ingeniería basada en el desempeño no sólo involucra aspectos relacionados con el diseño, sino que también considera todas aquellas actividades necesarias tanto para el proceso constructivo, como para las tareas de mantenimiento, que permiten que las estructuras exhiban un desempeño sísmico predecible cuando se ven afectadas por sismos de diferente severidad.

Nació en el año 1995 bajo la publicación de SEAOC – Vision 2000, (1995) de la asociación de ingenieros estructurales de California, posteriormente fue definido bajo dos normas primero ATC 40 – SEISMIC EVALUATION AND RETROFIT OF CONCRETE BUILDING (1996) método de espectro de capacidad y por FEMA 273 – NATIONAL EARTHQUAKE HAZARDS REDUCTION PROGRAM (1997), donde se propuso el método de coeficientes, luego se procedió a la revisión de estos métodos donde se mejoró en el año 2000 en el FEMA 356 – PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE REHABILITATION OF BUILDING (2000); Posteriormente se publica el FEMA 440 – IMPROVEMENT OF NONLINEAR STATIC SEISMIC ANALYSIS PROCEDURES (2005) se realizó una mejora sustancial a los procedimientos no lineales, donde se mejoró el método de espectro de capacidad y el método de los coeficientes; en la actualidad se ha publicado sustanciales normas en el FEMA P-58-1-SEISMIC PERFORMANCE ASSESSMENT OF BUILDING (2012), donde se incluye todos los procedimientos de desempeño y también se evaluó el desempeño de elementos no estructurales y contenidos, en el año 2013 mediante la publicación del ASCE/SEI 41-13 – SEISMIC EVALUATION AND RETROFIT OF EXISTING BUILDING (2013), se publica la norma sobre la evaluación sísmica y el reforzamiento de edificios existentes, incluyendo todos los temas de diseño basado en el desempeño y por último en el año 2017 esta norma tuvo su última actualización con la publicación de ASCE/SEI 41-17- SEISMIC EVALUATION AND RETROFIT OF EXISTING BUILDING.

2.3.6.1 FINALIDAD DEL MÉTODO BASADO EN EL DESEMPEÑO

“El diseño sísmico basado en el desempeño es un proceso formal para el diseño de nuevos edificios o mejorar el diseño sísmico de los edificios existentes, que incluye una intención específica para alcanzar los objetivos de desempeño definidos para futuros terremotos”. (Cabanillas, 2015, págs. 13-14)

Los objetivos del desempeño se refieren a las expectativas con respecto a la cantidad de daño que un edificio puede experimentar en respuesta a un movimiento sísmico, y las consecuencias de ese daño.

2.3.6.2 NIVELES DE DESEMPEÑO O PERFORMANCE

“El nivel de desempeño describe un estado límite de daño. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación inducidos por estos daños y la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto”. (Paredes, 2016, pág. 36)

La idea esencial de esta filosofía es que una edificación diseñada con estos criterios sea capaz de tener un desempeño adecuado cuando esta se encuentre sujeta a demandas sísmicas asociadas a intensidades de diseño correspondientes al sitio en que se encuentre emplazada. Así, en la actualidad, para los niveles de desempeño que debiera presentar una estructura ante una demanda sísmica.

En los procedimientos el desempeño se expresa en términos de una serie de niveles de desempeño discretas identificadas como:

2.3.6.2.1 Operacional (O)

Nivel de desempeño en el cual no ocurren daños. Las consecuencias sobre los usuarios de las instalaciones son despreciables. La edificación permanece totalmente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponible para su uso. En general no se requieren reparaciones.

2.3.6.2.2 Ocupación Inmediata (IO)

Nivel de desempeño en el que se espera que las edificaciones presenten daño nulo o de escasa magnitud en sus elementos estructurales y un daño mínimo en los componentes no estructurales. La edificación es segura para la reocupación inmediata luego de la ocurrencia de un sismo severo, la reutilización de los servicios es también inmediata y el riesgo de pérdidas de vidas humanas es muy bajo.

2.3.6.2.3 Seguridad de Vida (LS)

En este estado límite los edificios pueden presentar daño significativo en componentes estructurales y no estructurales. Existe la posibilidad de que la edificación tenga la necesidad de realizar reparaciones. Sin embargo, en algunos casos el daño será de tal magnitud que la reparación será económicamente impráctica. El riesgo de pérdida de vidas en este nivel de desempeño es bajo.

2.3.6.2.4 Prevención de Colapso (CP)

En este nivel se espera que la edificación sufra daños significativos en sus componentes estructurales y no estructurales. Debido a la falla de estos últimos, la seguridad de vida de los ocupantes no es garantizada, pero considerando que la estructura del edificio no colapsara totalmente, se espera que las pérdidas

humanas no sean de gran magnitud. La estructura difícilmente podrá ser reparada y no es segura para la reocupación, incluso, muchos de los edificios que alcancen este estado limite tendrán pérdidas económicas totales.

Figura 20: Nivel de Desempeño Discreto



Fuente: (ASCE, 2007)

2.3.6.3 NIVELES SÍSMICOS

El código FEMA 440, considera cuatro niveles sísmicos los cuales se describirá a continuación:

2.3.6.3.1 Sismo Frecuente

Este definido como el nivel de sismo que tiene un 50 % de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años, con un periodo de retorno de 72 años; este nivel de sismo es 0.3 veces el sismo raro. Este representa un nivel frecuente de movimiento del suelo que es probable a ser experimentado en la vida útil del edificio.

2.3.6.3.2 Sismo Ocasional

Está definido como el sismo que tiene un 20% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años, con un periodo de retorno de 225 años; este nivel de sismo se le considera 1.4 veces del sismo frecuente, por tanto, representa un nivel donde se puede considerar de regular frecuencia de movimiento del suelo que puede tener una ocurrencia durante la vida útil del edificio.

2.3.6.3.3 Sismo Raro

Está definido como el sismo que tiene un 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años, con un periodo de retorno de 474 años; este nivel de sismo representa un nivel infrecuente de movimiento del suelo que puede tener una ocurrencia durante la vida útil del edificio. (sismo de diseño RNE-030 2016).

2.3.6.3.4 Sismo Muy Raro

Está definido como el máximo nivel sísmico que se puede esperar en el lugar donde está situado la edificación en estudio. Esta intensidad de movimiento de suelo puede ser calculado como el nivel de, sismo que tiene un 2% de probabilidad de ser excedido en 50 años, con un periodo de retorno de 2475 años; este nivel de movimiento de la base es 1.3 veces el nivel de movimiento de la base para un Sismo raro (sismo de diseño RNE-030 2016).

2.3.6.4 OBTENCIÓN DEL ESPECTRO DE DEMANDA

“A partir del conocimiento de las condiciones de sitio es posible establecer parámetros que representen dichas condiciones para construir, posteriormente el espectro de demanda correspondiente a la zona en la que se va a realizar la evaluación estructural. Para el uso del espectro de demanda, este se debe construir, en primera instancia, sin ningún tipo de reducción, considerando únicamente un amortiguamiento inherente del sistema en su fase elástica (típicamente del 5%). Luego se construirá una familia de espectros que, partiendo del primero, ayudaran a encontrar el punto de desempeño de la estructura; esta reducción se puede realizar según distintos criterios usados en la actualidad”. (Fajardo, 2012, pág. 27).

Así mismo, para los diversos sismos frecuente, ocasional, raro y muy raro, se debe tener diferentes formas espectrales para nuestro país, de acuerdo a la filosofía de desempeño. Como el RNE-030 2016, sismorresistente actual solo considera un solo tipo de espectro, la presente tesis de investigación se basará en la propuesta de formas espectrales otorgada por el Doctor Roberto Aguiar.

“Para el sismo frecuente se propone obtener espectros para un valor de aceleración igual al que está en la norma para el sismo raro dividido para tres. Para el sismo Ocasional, es muy adecuado utilizar la recomendación de Guendelman (2002), que consiste en multiplicar el espectro del sismo frecuente por 1.4; finalmente, para el sismo muy raro, se propone multiplicar el espectro por 1.3”. (Aguar, 2006, pág. 183).

Tabla 3: Parámetros para definir Niveles Sísmicos

SISMO	NIVEL DE DEMANDA
Frecuente	$Sa1 = Sae/3$
Ocasional	$Sa2 = 1.4 Sa1$
Raro	$Sa3 = Sae$
Muy Raro	$Sa4 = 1.3 Sae$

Fuente: (Elaboración propia)

2.3.6.5 PROCEDIMIENTO MÉTODO ESPECTRO DE CAPACIDAD SEGÚN FEMA 440

2.3.6.5.1 Cálculo del Punto de Desempeño

Los pasos a seguir consisten en los siguientes:

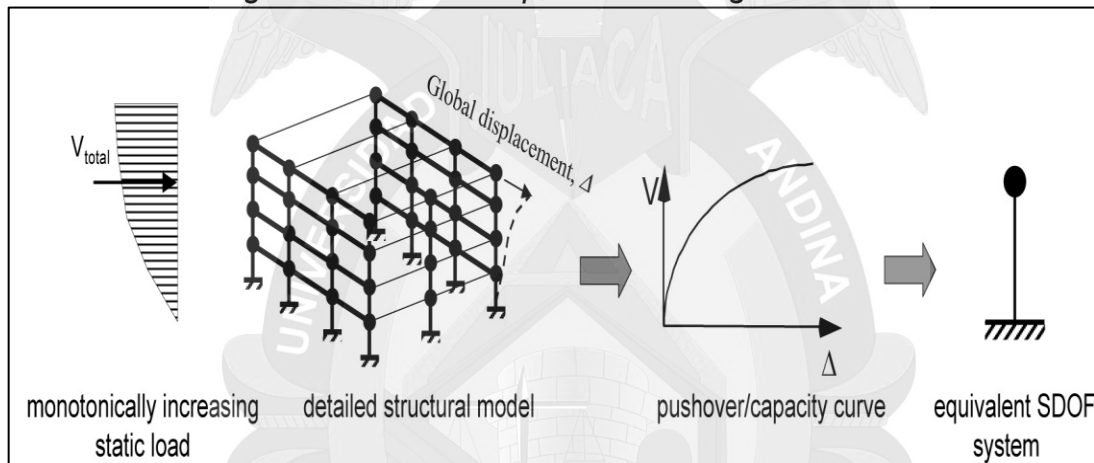
- Construir el Espectro de Respuesta Elástico Reducido, con 5% de amortiguamiento ($\beta_0 = 5\%$) según los parámetros del lugar donde se encuentra la edificación a evaluar.
- Con la finalidad de poder aplicar procedimientos que contemplen la resolución gráfica, es necesario convertir el Espectro de Respuesta Elástica, a un Espectro que se encuentre en un formato de Aceleración vs Desplazamiento conocida como (**Acceleration- Displacement Response Spectra, ADRS**).

Para eso es necesario utilizar la siguiente ecuación de transformación aplicado para cada punto de la curva:

$$S_{d_i} = \frac{T_i^2}{4 \cdot \pi^2} S_{a_i} \cdot g$$

- c) Se procede a realizar un análisis "PUSHOVER" de tal manera que se consigue obtener la curva de capacidad como ya se detalló en ítem 3.3.2 de la presente tesis de investigación.
- d) Una vez que ya se tenga la curva de capacidad que corresponde a un sistema de varios grados de libertad (Multi Degree of Freedom, MDOF) se construye un sistema equivalente de 1 grado de libertad (single Degree of Freedom, SDOF).

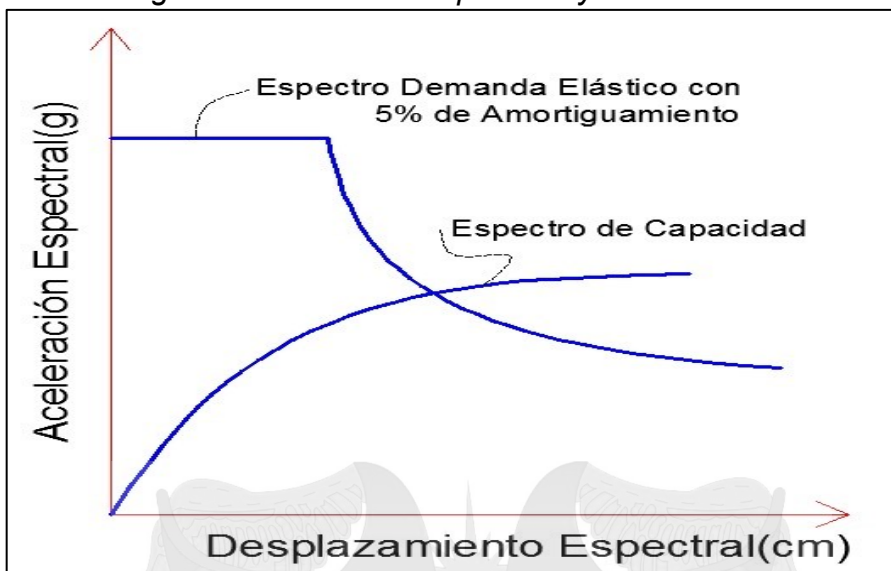
Figura 21: Sistema equivalente de 1gdl - SDOF



Fuente: (FEMA 440, 2005)

- e) Convertir la curva de Capacidad a un Espectro de Capacidad, como ya se detalló en el ítem 3.3.4 de la presente tesis de investigación, para luego una vez que el espectro de demanda (espectro elástico de respuesta) y espectro de capacidad (curva Pushover) se encuentran en el mismo formato de coordenadas espectrales (ADRS) se procede a colocar ambos, en un mismo gráfico, como se muestra en el siguiente gráfico:

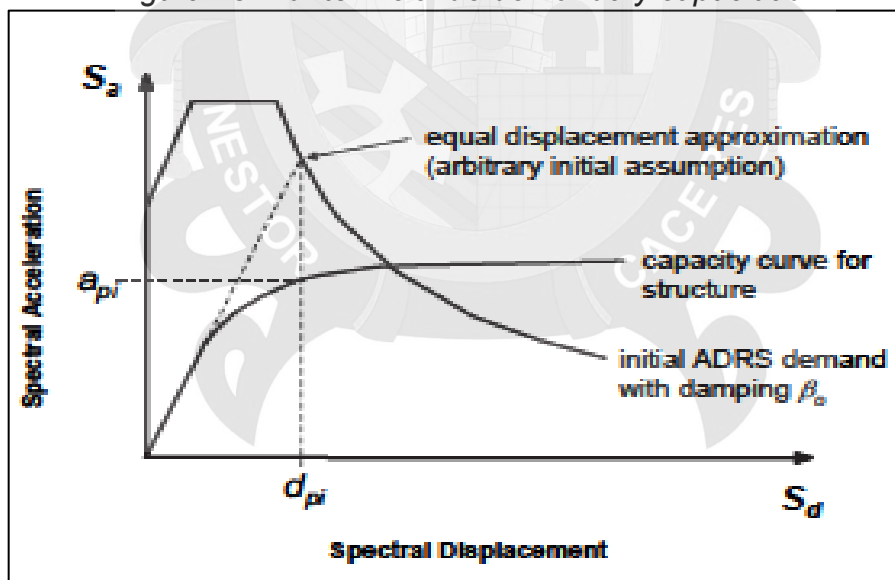
Figura 22: Curva de Capacidad y de Demanda



Fuente: (Vergara Victoria, Zevallos Mario, 2014)

- f) Se procede a seleccionar un punto de desempeño tentativo. Un punto inicial podría ser el desplazamiento obtenido con el análisis modal. Como también se podría utilizar el punto final del espectro de capacidad, o cualquier punto según sea el criterio del ingeniero estructurista; este punto da inicio al proceso iterativo para poder hallar el verdadero punto de desempeño.

Figura 23: Punto inicial de demanda y capacidad

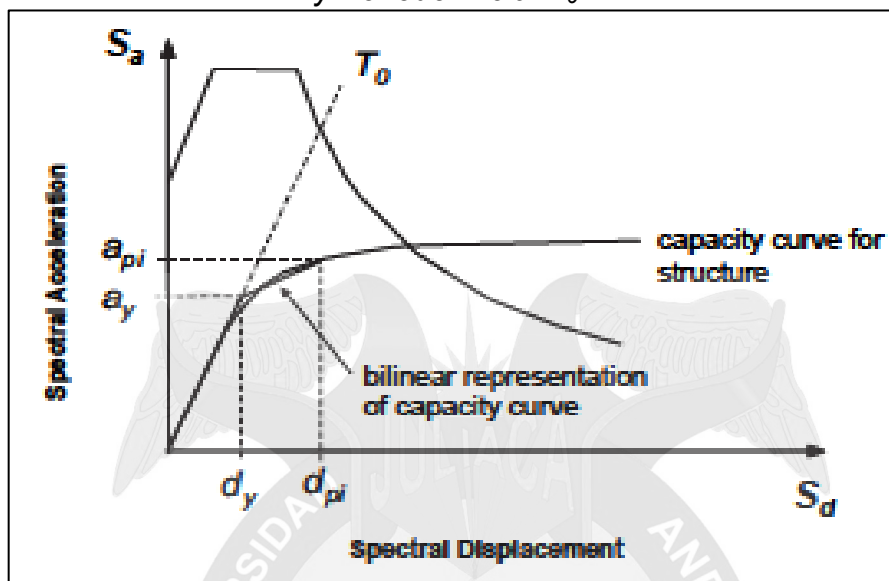


Fuente: (FEMA 440, 2005)

- g) Se procede a desarrollar la representación bilineal del Espectro de Capacidad como ya se explicó en el ítem 3.3.5 (Representación Bilineal del Espectro de Capacidad) de la presente tesis de investigación, una vez realizado el diagrama

bilineal se puede definir el periodo inicial de la estructura T_0 , el desplazamiento de fluencia d_y y la aceleración de fluencia a_y .

Figura 24: Representación bilineal del espectro de capacidad y Periodo inicial T_0



Fuente: (FEMA 440, 2005)

Una vez que se llega a obtener la representación del gráfico de la figura 24, con esto se puede ya calcular la ductilidad μ , esto se logra mediante la siguiente expresión:

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y}$$

- h) Procedemos posteriormente a la liberalización del sistema equivalente de 1gdl; ya que el sistema obtenido en los pasos anteriores es un sistema del tipo no lineal y se debe de transformar en un sistema lineal, para poder compararlo con el espectro elástico.

En el método de FEMA 440, esta linealización se logra realizar utilizando un periodo efectivo T_{eff} y un amortiguamiento efectivo β_{eff} de tipo viscoso.

- Este tipo de amortiguamiento denominado viscoso equivalente β_{eff} trata de un sobre amortiguamiento, que es de un nivel superior al amortiguamiento inicial ($\beta_0 = 5\%$) inherente de la estructura: este tipo de amortiguamiento trata de representar la disipación de energía mediante deformaciones

plásticas en el momento que se produce la carga y descarga de las fuerzas como es en el caso de un sismo.

Para obtener este tipo de amortiguamiento viscoso (β_{eff}) equivalente podemos encontrarlo en el FEMA 440 y se presentan a continuación:

For $1.0 < \mu < 4.0$:

$$\beta_{\text{eff}} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0$$

For $4.0 \leq \mu \leq 6.5$:

$$\beta_{\text{eff}} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0$$

For $\mu > 6.5$:

$$\beta_{\text{eff}} = 19 \left[\frac{0.64(\mu - 1) - 1}{[0.64(\mu - 1)]^2} \right] \left(\frac{T_{\text{eff}}}{T_0} \right)^2 + \beta_0$$

- El periodo efectivo T_{eff} , se encuentra también asociado al sistema lineal equivalente que también las podemos encontrar en el código de FEMA 440 y las mostramos a continuación:

For $1.0 < \mu < 4.0$:

$$T_{\text{eff}} = \left\{ 0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1 \right\} T_0$$

For $4.0 \leq \mu \leq 6.5$:

$$T_{\text{eff}} = \left[0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1 \right] T_0$$

For $\mu > 6.5$:

$$T_{\text{eff}} = \left\{ 0.89 \left[\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + 0.05(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0$$

- i) Se procede posteriormente a realizar la **Reducción del espectro de respuesta** (curva de demanda), Una vez que ya se calculó el amortiguamiento viscoso equivalente (β_{eff}).

Para poder adaptarlo al sistema lineal equivalente, notaremos que el espectro se reducirá ya que el amortiguamiento es superior al ($\beta_0 = 5\%$); para poder realizar esto se procede a ajustar la aceleración del espectro elástico con la siguiente expresión:

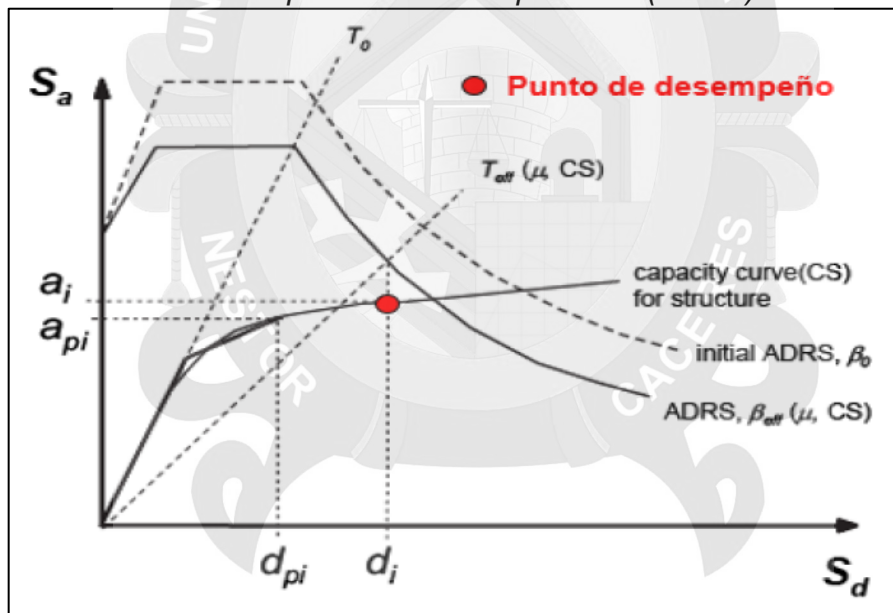
$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{\text{eff}})}$$

El valor de B se obtendrá con la siguiente expresión:

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{\text{eff}} (\text{in } \%)}$$

- j) Se procede al cálculo del punto de desempeño con el espectro de respuestas ya reducido en el formato ADRS y el periodo efectivo del sistema lineal equivalente (T_{eff}) siendo en este caso el desplazamiento espectral denominado como "di" que correspondería al punto de desempeño (Performance Point).

Figura 25: Desplazamiento máximo "di" con intersección de T_{eff} con el espectro reducido por B_{eff} (ADRS)



Fuente: (FEMA 440, 2005)

Para poder validar el punto de desempeño obtenido "di" es necesario compararlo con el punto "dpi" y verifica también si el desplazamiento di, está dentro de la tolerancia aceptable ($0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$), entonces el punto de desempeño obtenido es el correcto.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN

3.1 ENFOQUE DE LA INVESTIGACIÓN

3.1.1 INVESTIGACIÓN CUALITATIVA.

La investigación posee un enfoque cualitativo ya que se estudia una edificación existente de material de concreto armado, esto implica la investigación de las propiedades, factores y/o parámetros más representativas de una estructura real, tal y como se encuentra detallado en los planos arquitectónicos y planos estructurales, para luego poder interpretar los parámetros que intervienen en el comportamiento que pueda tener la estructura ante diferentes sollicitaciones sísmicas que puedan ocurrir en el lugar y/o zona donde se encuentra construida la edificación.

3.2 NIVEL DE LA INVESTIGACIÓN

3.2.1. INVESTIGACIÓN APLICATIVO.

La investigación se considera de nivel aplicativo ya que una vez conocido las propiedades, factores y/o parámetros que intervienen en el comportamiento sísmico de una estructura conformado del material denominado "Concreto Armado", se aplicara dichos conocimientos para lograr conocer el posible comportamiento sísmico de la edificación existente y con los resultados obtenidos poder brindar una visión aproximada de los posibles daños estructurales que puedan ocurrir en la edificación ante los diferentes tipos y niveles de eventos sísmicos.

3.3 TIPO DE INVESTIGACIÓN

3.3.1 INVESTIGACIÓN EVALUATIVA.

La investigación evaluativa es un tipo especial de investigación aplicada, a la cual pertenece el presente trabajo de investigación que a su vez nos permite determinar si la edificación existente cumple o no con sus objetivos de diseño establecido en el Reglamento Nacional de Edificaciones E.030 2016, y de igual manera para el método basado en el

desempeño poder verificar si cumple con la matriz de desempeño para estructuras básicas establecido por el código FEMA 440.

3.2 POBLACIÓN Y MUESTRA

3.2.1 POBLACIÓN

3.2.1.1 DESCRIPCIÓN DE LA POBLACIÓN

Para el presente trabajo de investigación se tomó como población la edificación denominado "EDIFICIO COMERCIO HOTEL", ubicado en el Departamento de Puno – Provincia de San Román – Distrito de Juliaca específicamente en el centro de la ciudad, en la esquina de Mariano Núñez N° 265 con Simón Bolívar N° 101, el cual consta de un bloque de 11 pisos de los cuales están conformados por 01 sótanos, 09 niveles y 01 terraza.

3.3.1.2 CUANTIFICACIÓN DE LA POBLACIÓN

La población está conformada por 01 edificación existente de concreto armado tipo aporticado.

3.2.2 MUESTRA

3.2.2.1 DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA

La muestra está dada por únicamente por los niveles que se encuentran sobre el terreno natural es decir del 1er nivel a la terraza. Tomados de la edificación denominado "EDIFICIO COMERCIO HOTEL".

3.2.2.2 CUANTIFICACIÓN DE LA MUESTRA

La muestra está constituida por 10 niveles.

3.2.2.3 MÉTODO DE MUESTREO

La muestra es no probabilística dado que la población es finita utilizaremos las características que deseamos investigar.

En este caso la muestra es el total de la población.

3.2.2.4 CRITERIOS DE EVALUACIÓN DE MUESTRA

La muestra está compuesta de todos aquellos niveles en los que actúen directamente las fuerzas sísmicas. Es decir, se encuentren sobre el nivel de terreno natural.

3.2.3 CRITERIOS DE INCLUSIÓN

Únicamente se incluirá en la muestra los niveles que se encuentren sobre el nivel del terreno natural, ya que estos son en los que se aplica la carga sísmica.

3.3 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS PARA LA RECOLECCIÓN DE DATOS

Para poder realizar la recolección de información de las variables planteadas se utilizarán las siguientes técnicas.

- **Observación Directa;** para lo cual se tomarán los datos de campo.
- **Análisis Documental;** utilizando como instrumentos: fichas textuales resumen; recurriendo como fuentes a: libros sobre análisis y evaluación de estructuras y obras civiles, RNE, normas, para así poder obtener la información necesaria y realizar el trabajo de investigación.
- **Instrumentos de Ingeniería**
 - Software para análisis estructural Etabs 16.2.0
 - Software para revisión y dibujo de planos Autocad 2017.
 - Calculadora Científica.
 - Laptop.

3.4 PLAN DE PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

El procesamiento de la información se realizará a través de representación gráfica de los resultados, se hará un análisis, evaluación e interpretación de los datos obtenidos, que nos permitirá llegar a los objetivos planteados en el presente trabajo de investigación y así poder emitir las conclusiones y recomendaciones a cerca de la evaluación del comportamiento sísmico de la edificación existente de concreto armado.

3.5 ESTIMACIÓN PUNTUAL.

3.5.1 COMPORTAMIENTO SÍSMICO

3.5.1.2 PARÁMETROS DE DISEÑO SISMORRESISTENTE

1. RNE E.030 2016.

➤ Factor de zona = Z

Tabla N° 1 FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0,45
3	0,35
2	0,25
1	0,10

Fuente: (Norma E 0.30 RNE, 2016)

➤ Factor de uso = U

Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Fuente: (Norma E 0.30 RNE, 2016)

➤ Factor de suelo = S

<p>Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"</p>				
<p>SUELO ZONA</p>	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_4	0,80	1,00	1,05	1,10
Z_3	0,80	1,00	1,15	1,20
Z_2	0,80	1,00	1,20	1,40
Z_1	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente: (Norma E 0.30 RNE, 2016)

➤ Factor de amplificación sísmica = C

<p> $T < T_p \quad C = 2,5$ $T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$ $T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$ </p>				
<p>Tabla N° 4 PERÍODOS "T_p" Y "T_L" Perfil de suelo</p>				
	S_0	S_1	S_2	S_3
$T_p(s)$	0,3	0,4	0,6	1,0
$T_L(s)$	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: (Norma E 0.30 RNE, 2016)

➤ Coeficiente básico de reducción = R

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción R_o (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Fuente: (Norma E 0.30 RNE, 2016)

2. RNE E.020 2016, Cargas repartidas.

OCUPACIÓN O USO	CARGAS REPARTIDAS kPa (kgf/m ²)
Almacenaje	5.0 (500) Ver 6.4
Baños	Igual a la carga principal del resto del área, sin que sea necesario que exceda de 3.0 (300)
Bibliotecas	Ver 6.4
Salas de lectura	3.0 (300)
Salas de almacenaje con estantes fijos (no apilables)	7.5 (750)
Corredores y escaleras	4.0 (400)
Centros de Educación	
Aulas	2.5 (250)
Talleres	3.5 (350) Ver 6.4
Auditorios, gimnasios, etc.	De acuerdo a lugares de asambleas
Laboratorios	3.0 (300) Ver 6.4
Corredores y escaleras	4.0 (400)
Garajes	
Para parqueo exclusivo de vehículos de pasajeros, con altura de entrada menor que 2.40 m	2.5 (250)
Para otros vehículos	Ver 9.3
Hospitales	
Salas de operación, laboratorios y zonas de servicio	3.0 (300)
Cuartos	2.0 (200)
Corredores y escaleras	4.0 (400)
Hoteles	
Cuartos	2.0 (200)
Salas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
Almacenaje y servicios	5.0 (500)
Corredores y escaleras	4.0 (400)
Industria	Ver 6.4
Instituciones Penales	
Celdas y zona de habitación	2.0 (200)
Zonas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
Corredores y escaleras	4.0 (400)
Lugares de Asamblea	
Con asientos fijos	3.0 (300)
Con asientos móviles	4.0 (400)
Salones de baile, restaurantes, museos, gimnasios y vestíbulos de teatros y cines.	4.0 (400)
Graderías y tribunas	5.0 (500)
Corredores y escaleras	5.0 (500)
Oficinas (*)	
Exceptuando salas de archivo y computación	2.5 (250)
Salas de archivo	5.0 (500)
Salas de computación	2.5 (250) Ver 6.4
Corredores y escaleras	4.0 (400)
Teatros	
Vestidores	2.0 (200)
Cuarto de proyección	3.0 (300) Ver 6.4
Escenario	7.5 (750)
Zonas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
Tiendas	5.0 (500) Ver 6.4
Corredores y escaleras	5.0 (500)
Viviendas	2.0 (200)
Corredores y escaleras	2.0 (200)

Fuente: (Norma E 0.20 RNE, 2016)

Para la estimación puntual de los objetivos planteados, se utilizará los parámetros establecidos en la RNE E.030 2016, para poder realizar el modelamiento de la estructura considerando para las cargas la RNE E.020, y así poder predecir la respuesta ante un evento sísmico; para lo cual como deriva máxima tolerable según norma es **0.007** para estructuras de concreto armado y posteriormente se procederá a comparar según los resultados obtenidos de las derivas de entrepiso de toda la estructura y luego se verificara si cumple o no con lo establecido en la norma.

3.5.2 MÉTODO BASADO EN EL DESEMPEÑO

3.5.1.2 PARÁMETROS DEL MÉTODO BASADO EN EL DESEMPEÑO

- Código FEMA 440
 - Desarrollado en el Cap. II, páginas, 43 – 49.
- Desplazamientos máximos tolerables
 - Desarrollado en el Cap. V, páginas, 103 – 104.
- Formación de rotulas plásticas
 - Desarrollado en el Cap. V, páginas, 109 - 113.
- Matriz de desempeño FEMA 440.

Para el método basado en el desempeño se procederá según lo establecido en el código FEMA 440, para poder hallar el desplazamiento máximo tolerable con lo cual la estructura llega al colapso; posteriormente se procederá a verificar la formación de las rotulas plásticas en los elementos estructurales e identificar el elemento estructural que da origen al colapso de toda la estructura; y por último se verificara con la matriz de desempeño que nos otorga el código FEMA 440 para concluir si el desempeño de la estructura es óptima o no.

Figura 26: Matriz de Desempeño FEMA

MATRIZ DE DESEMPEÑO					
Sismos de Diseño	Nivel de Amenaza Sísmica	Nivel de Desempeño de la Estructura			
		Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
Frecuente	50% en 50 años	1	0	0	0
Ocasional	20% en 50 años	2	1	0	0
Raro	10% en 50 años	3	2	1	0
Muy Raro	2% en 50 años	4	3	2	1

0: Desempeño Inaceptable
1: Estructuras Básicas
2: Estructuras Esenciales
3: Estructuras Críticas

Fuente: (FEMA 440, 2005)

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS SÍSMICO

4.1 DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO A EVALUAR

La edificación propuesta para realizar la presente investigación tiene por nombre "EDIFICIO COMERCIO-HOTEL", proyecto realizado en el año 2014.

Figura 27: EDIFICIO COMERCIO-HOTEL



Fuente: (Elaboración propia)

4.1.1 UBICACIÓN

El edificio se ubica en el Departamento de Puno – Provincia de San Román Distrito de Juliaca, específicamente en la esquina de Mariano Núñez N° 265 con Simón Bolívar N° 101.

4.1.2 DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA DEL EDIFICIO

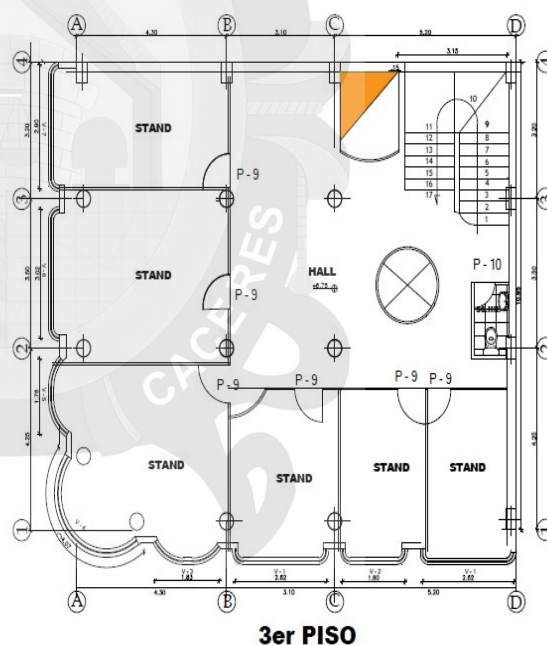
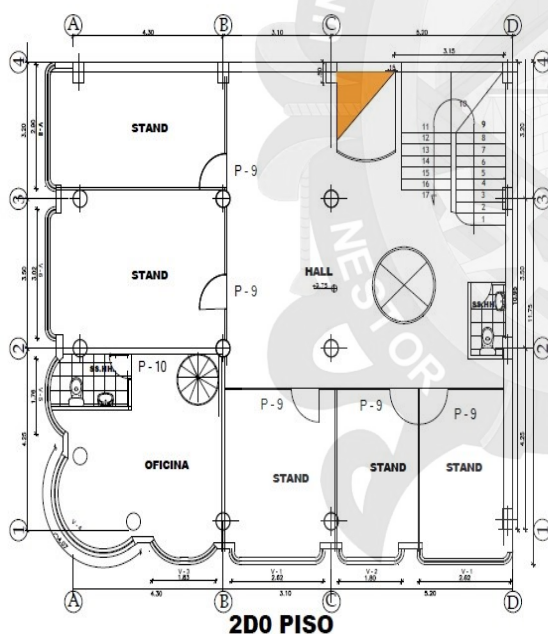
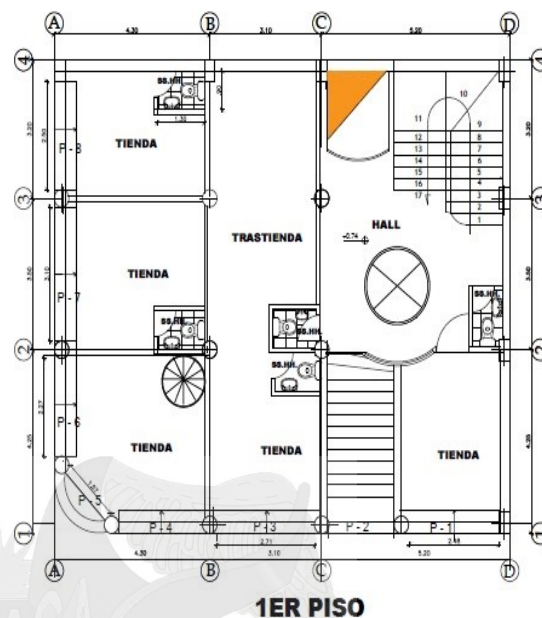
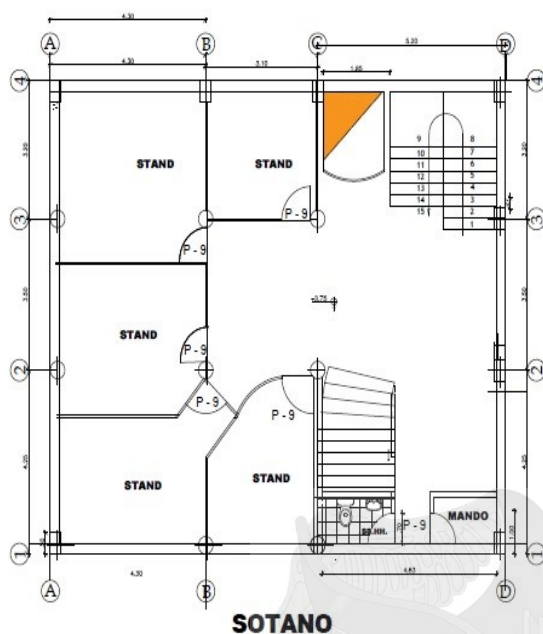
La distribución arquitectónica se describe a continuación por pisos:

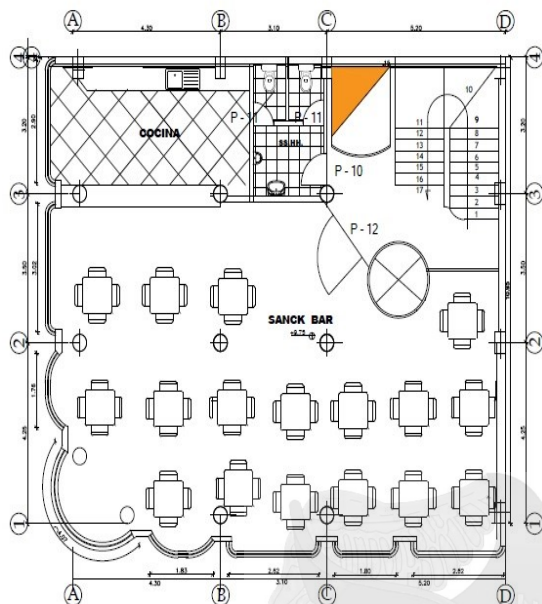
- **Sótano:** 5 ambientes de stand de tiendas modulares 01 baño
- **Primer piso:** 5 tiendas comerciales con baños cada uno
- **Segundo piso:** oficina privada con baño y 5 stand con un baño
- **Tercer piso:** 6 stand con un baño
- **Cuarto piso:** Snack bar, Cocina, baño
- **Quinto piso:** Hotel, Recepción de hospedados, 04 habitaciones con baño privado y oficio de piso
- **Sexto al Noveno Pisos:** 5 habitaciones con baño privado y oficio de piso
- **Azotea:** dormitorio de servicio, cuarto de planchado, lavandería y tendal de ropa, calentadores solares para agua caliente, agua fría con tanque de plástico de alta resistencia capacidad de 2,500 litros, e, sistema de agua caliente se dotará a los dormitorios del hotel, restaurant y cocina, lavandería en la azotea.

4.1.3 CUADRO DE ÁREAS

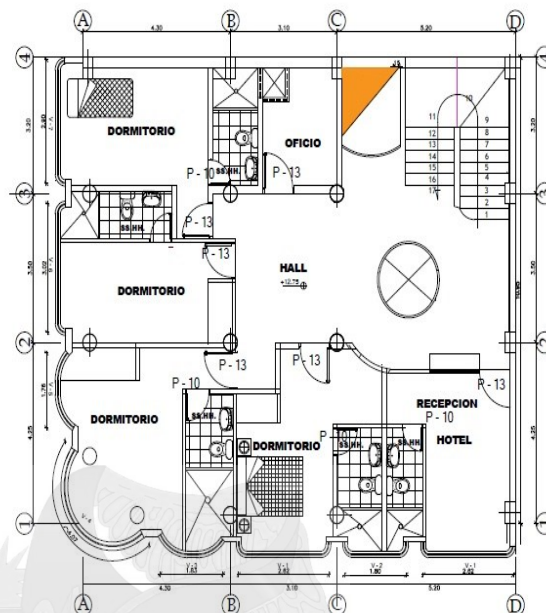
Así mismo se describe el cuadro de áreas como sigue a continuación:

- **ÁREA DEL TERRENO:** 138.00 m²
- **ÁREA CONSTRUIDA 1ER PISO:** 138.00 m²
- **ÁREA CONSTRUIDA 2DO AL 9NO PISO:** 1248.00 m²
- **ÁREA CONSTRUIDA AZOTEA:** 60.00 m²
- **ÁREA TOTAL CONSTRUIDA:** 1,584.00 m²

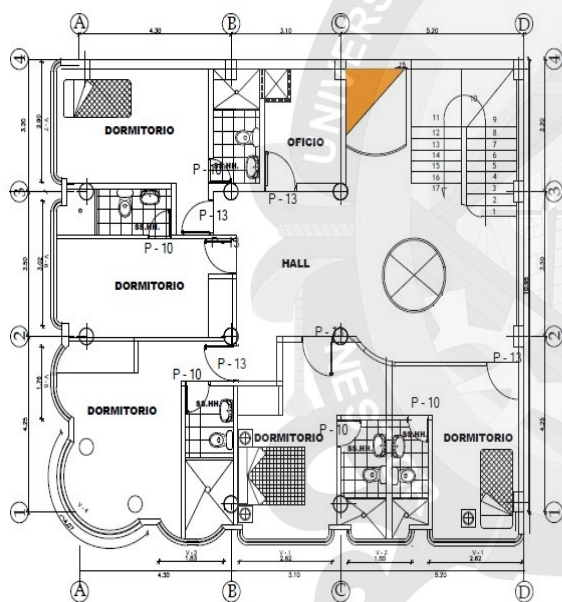




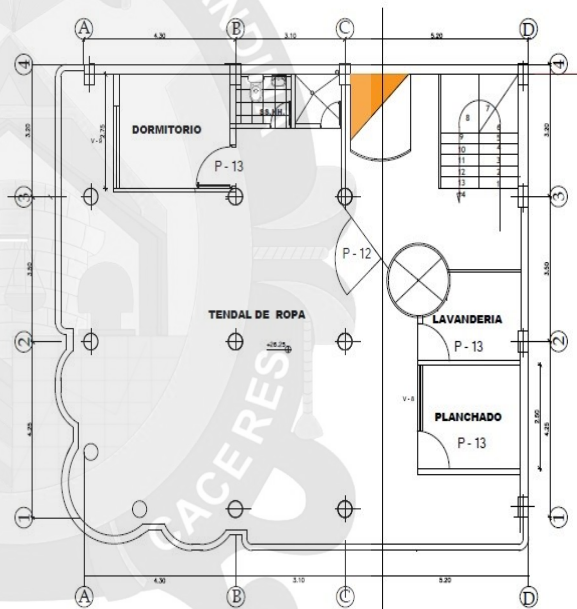
4to PISO



5to PISO



6to al 9no PISO



AZOTEA

➤ Más detalle en anexos (Planos de Arquitectura).

4.1.4 DESCRIPCIÓN ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO.

4.1.4.1 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.

El material predominante usado en la construcción del edificio es el concreto armado. El concreto tiene una resistencia a la compresión de $F'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$, con un módulo de elasticidad de 218820 Kg/cm^2 . Así mismo las barras de refuerzo son de grado 60 con un punto de fluencia $Fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$.

4.1.4.2 NORMAS Y CARGAS QUE SE UTILIZARON PARA MODELAR EL EDIFICIO.

Para la evaluación sísmica del edificio se utilizaron los siguientes códigos y normas:

Norma de cargas E-020 RNE

Norma de diseño sismo resistente E-030 RNE

Norma de suelos y cimentaciones E-050 RNE

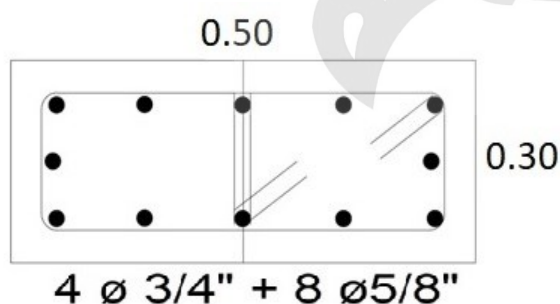
Norma Peruana de concreto armado E-060 RNE

4.1.4.3 ESTRUCTURACIÓN.

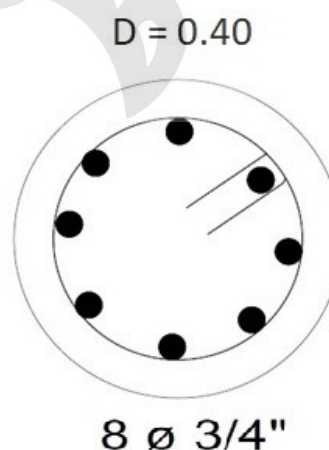
El edificio trata netamente de un sistema aporticado (vigas y columnas) se empleó vigas peraltadas en ambas direcciones en combinación con columnas rectangulares en el perímetro del edificio y columnas circulares en la zona central del edificio, en la parte del sótano se empleó muros de concreto armado de 25cm de espesor, el sistema de ascensor trata de un ascensor panorámico con un muro de 25 cm de espesor, las losas aligeradas son de una sola dirección con un espesor de 20 cm.

4.1.4.4 ELEMENTOS ESTRUCTURALES

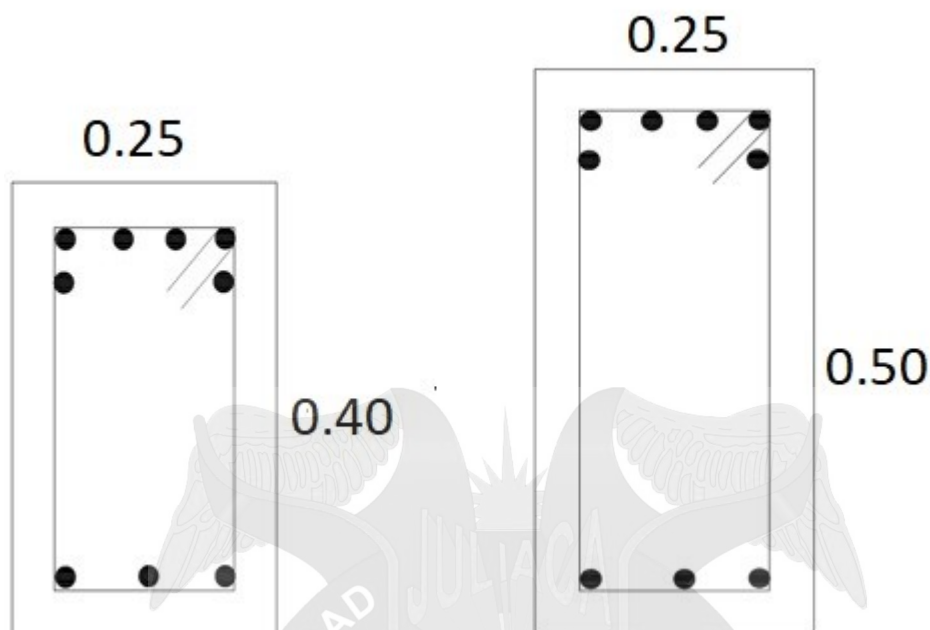
a. Columnas rectangulares



b. Columnas circulares



c. Vigas rectangulares



- Más detalles en Anexos (Planos de estructuras).

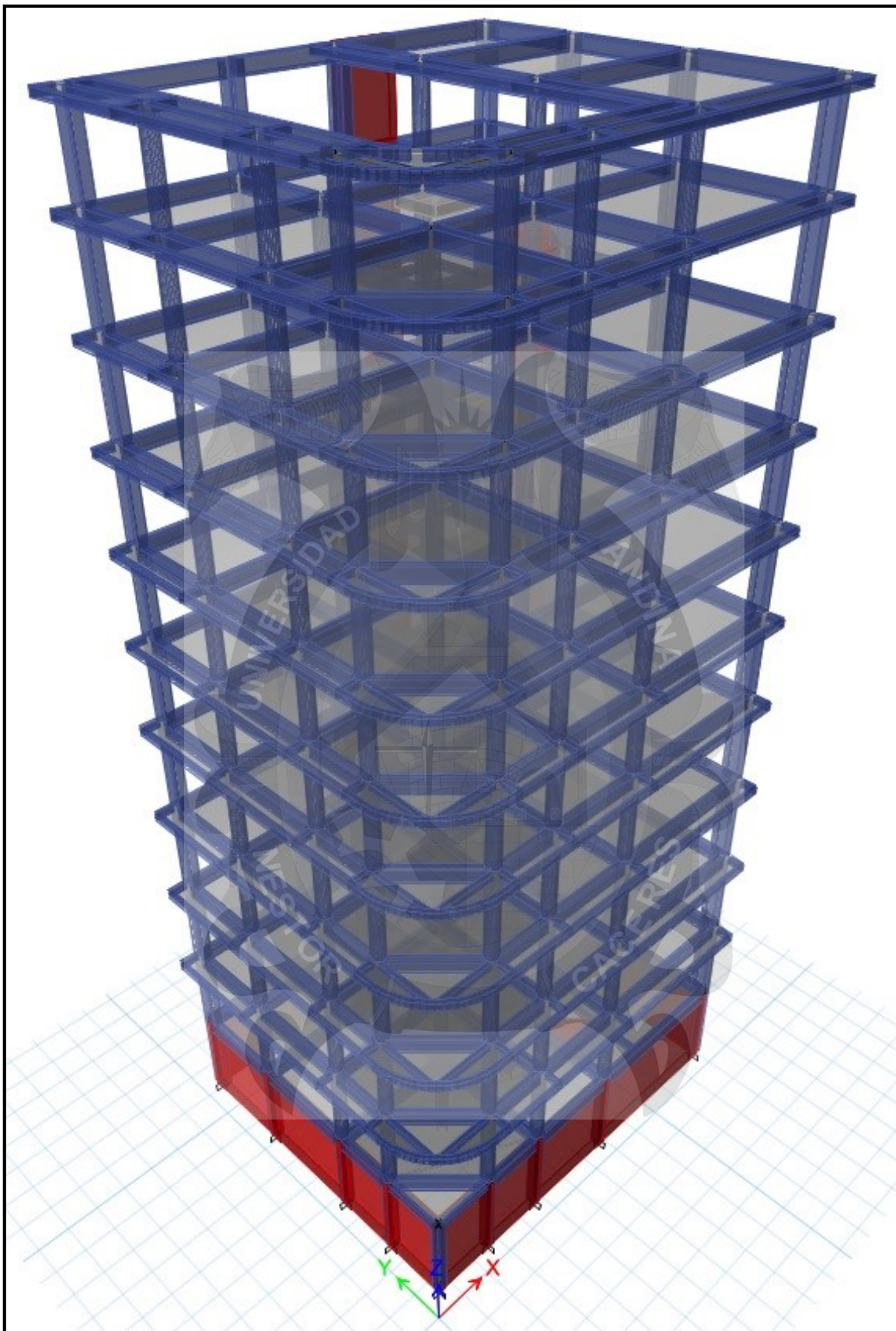
4.1.5 TIPO DE SUELO

Capacidad de carga admisible del terreno de fundación es de $\sigma_{\tau} = 1.25 \text{ kg/cm}^2$ el cual fue determinado mediante el estudio suelo capacidad portante, el nivel de fundación que se considera es de -3.70 m, con zapatas cuadradas conectadas a través de vigas de cimentación según requerimiento del terreno de fundación, con una planta como sótano por tanto para la evaluación del peligro sísmico a nivel de superficie del terreno. Se considera que el factor de amplificación sísmica por efecto local del suelo de esta zona es $S = 1.15$, correspondiente a un tipo 2 de la norma sismo resistente Peruana E-030 RNE 2016.

4.2 ANÁLISIS ESTÁTICO

El modelado y el análisis sísmico estático de la edificación se llevó a cabo en el programa ETABS 2016 V 16.2.0. Este método es aplicable, según norma para estructuras regulares de menos de 45 metros y para irregulares de muros portantes hasta 15 metros de altura. Sin embargo, de igual manera se debe realizar para poder cumplir con el punto de la norma de comparación de cortantes estáticas como dinámicas en la siguiente figura se muestra el modelo tridimensional del edificio a evaluar.

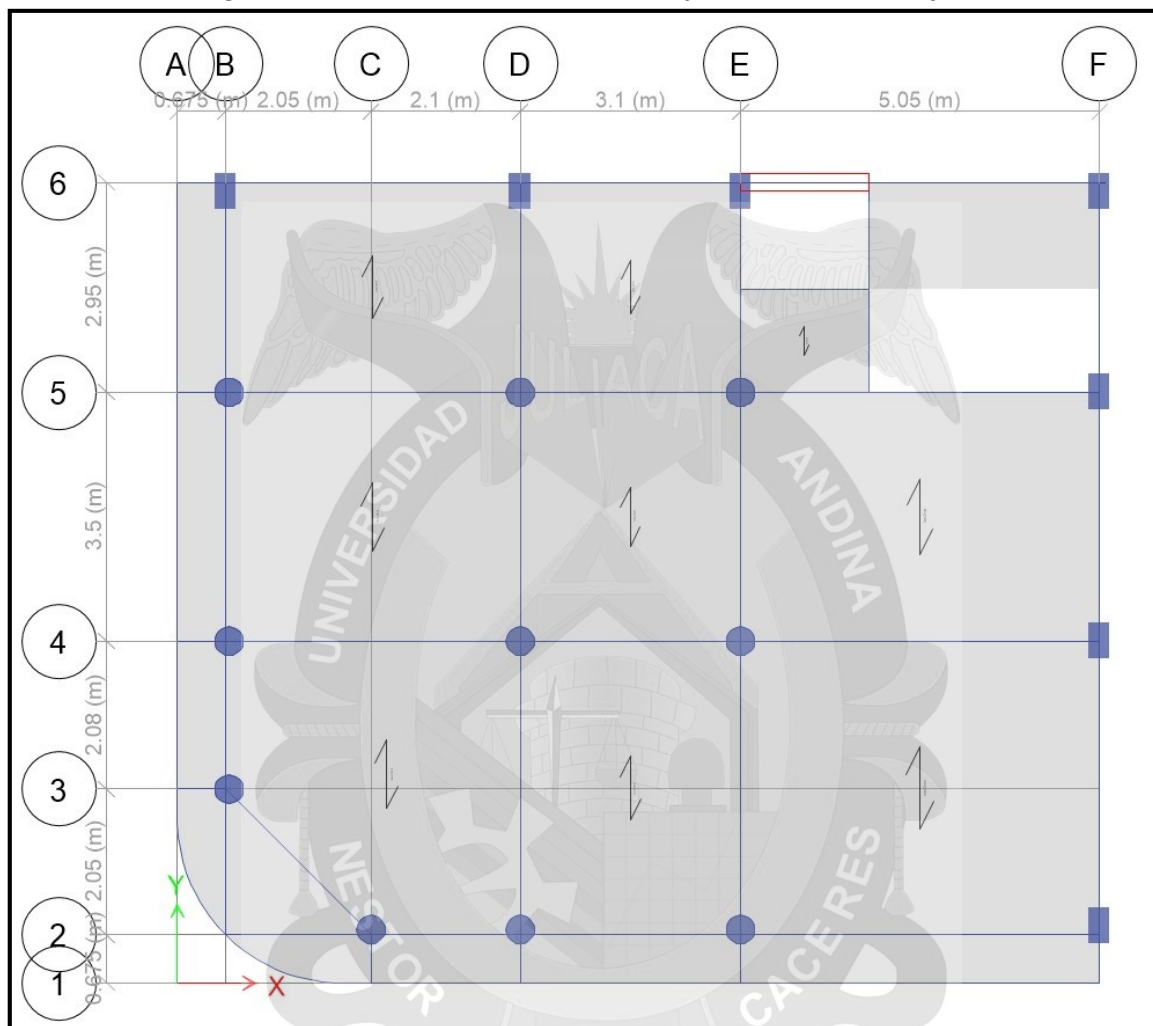
Figura 28: Modelo tridimensional de edificio a evaluar



Fuente: (Elaboración propia)

Antes de realizar el análisis sísmico estático, es importante tener claro la estructuración del proyecto para saber los factores a escoger según el sentido del sismo, en la siguiente figura se muestra la estructuración en planta y el sentido en que se adoptó para el modelado del edificio.

Figura 29: Planta de la edificación y sentido de los ejes



Fuente: (Elaboración propia)

Para hallar la fuerza cortante en la base o cortante basal, se halló con la siguiente fórmula según lo especifica el Reglamento Nacional de Edificaciones E-030 2016 Sismorresistente.

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

Las cargas consideradas para la evaluación del comportamiento sísmico de la edificación son las siguientes:

Carga muerta o permanente

- Losa aligerada de 0.20 m de espesor = 300 Kg/m²
- Peso de acabados = 100 Kg/m²
- Peso de tabiquería = 100 Kg/m²
- Peso propio de los elementos de concreto, considerando que el peso específico del concreto es igual a 2400 Kg/m³.

Carga viva o sobrecarga (RNE E-020)

- Sobre carga para tienda = 500 Kg/m²
- Sobre carga para restaurantes = 400 Kg/m²
- Sobre carga para hoteles
 - Dormitorios = 200 Kg/m²
 - Corredores = 400 Kg/m²
- Sobre carga para escaleras = 400 Kg/m²
- Sobre carga para azotea = 100 Kg/m²

Para hallar la fuerza cortante en la base o cortante basal, se halló con la siguiente expresión especificada en la norma sismorresistente E-030 RNE 2016.

$$V = \frac{ZUCS}{R} P$$

4.2.1 PARÁMETROS SISMORRESISTENTE SEGÚN E-030 RNE 2016.**➤ Factor de Zona (Z)**

A la ciudad de Juliaca nos corresponde un factor de zona 3 $Z = 0.35$

Tabla 4: Factor de zona

Tabla N° 1 FACTORES DE ZONA "Z"			
ZONA		Z	
4		0,45	
3		0,35	
2		0,25	
1		0,10	
SAN ROMÁN	JULIACA	3	TODOS LOS DISTRITOS
	CABANA		
	CABANILLAS		
	CARACOTO		

Fuente: (Norma E 0.30 RNE, 2016)

➤ Factor de uso (U)

Se trata de un edificio de uso común con un valor de $U = 1$

Tabla 5: Factor de uso

Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
B Edificaciones Importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1,3
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Fuente: (Norma E 0.30 RNE, 2016)

➤ **Factor de suelo (S)**

Se tiene un suelo intermedio ya que la capacidad de carga admisible del terreno de fundación es de $\sigma_r = 1.25 \text{ kg/cm}^2$ el cual fue determinado mediante el estudio suelo Capacidad portante. $S = 2 = 1.15$

Tabla 6: Factor de suelo

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
SUELO ZONA	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_4	0,80	1,00	1,05	1,10
Z_3	0,80	1,00	1,15	1,20
Z_2	0,80	1,00	1,20	1,40
Z_1	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente: (Norma E 0.30 RNE, 2016)

➤ **Factor de amplificación sísmica (C)**

El factor de amplificación sísmica depende del periodo fundamental de la estructura para lo cual se aplicará la siguiente expresión:

Tabla 7: Factor de amplificación sísmica

$T < T_p$	$C = 2,5$
$T_p < T < T_L$	$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$
$T > T_L$	$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$

Fuente: (Norma E 0.30 RNE, 2016)

Para la edificación en evaluación tenemos un periodo fundamental de 1.115 para lo cual se aplicará la segunda condición.

Los valores de $T_p = 0.6$ y $T_L = 2.00$

Tabla 8: Periodos T_p y T_L

Tabla N° 4 PERÍODOS " T_p " Y " T_L "				
	Perfil de suelo			
	S_0	S_1	S_2	S_3
T_p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T_L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: (Norma E 0.30 RNE, 2016)

➤ **Coefficiente básico de reducción (R)**

La edificación en evaluación se trata de un sistema de concreto armado netamente aporticado por lo cual le corresponde un valor de $R = 8$



Tabla 9: Sistemas estructurales

Tabla N° 7 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción R_o (*)
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	7
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	6
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	8
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	6
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4
Albañilería Armada o Confinada.	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Fuente: (Norma E 0.30 RNE, 2016)

➤ Factor de Irregularidad Estructural en Altura (I_a)

Tabla 10: Irregularidad estructurales en altura

Tabla N° 8 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	Factor de Irregularidad I _a
<p>Irregularidad de Rigidez – Piso Blando Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,4 veces el correspondiente valor en el entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,25 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p> <p>Irregularidades de Resistencia – Piso Débil Existe irregularidad de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0,75
<p>Irregularidad Extrema de Rigidez (Ver Tabla N° 10) Se considera que existe irregularidad extrema en la rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la distorsión de entrepiso (deriva) es mayor que 1,6 veces el correspondiente valor del entrepiso inmediato superior, o es mayor que 1,4 veces el promedio de las distorsiones de entrepiso en los tres niveles superiores adyacentes. La distorsión de entrepiso se calculará como el promedio de las distorsiones en los extremos del entrepiso.</p> <p>Irregularidad Extrema de Resistencia (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad extrema de resistencia cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 65 % de la resistencia del entrepiso inmediato superior.</p>	0,50
<p>Irregularidad de Masa o Peso Se tiene irregularidad de masa (o peso) cuando el peso de un piso, determinado según el numeral 4.3, es mayor que 1,5 veces el peso de un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0,90
<p>Irregularidad Geométrica Vertical La configuración es irregular cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1,3 veces la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos.</p>	0,90
<p>Discontinuidad en los Sistemas Resistentes Se califica a la estructura como irregular cuando en cualquier elemento que resista más de 10 % de la fuerza cortante se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25 % de la correspondiente dimensión del elemento.</p>	0,80
<p>Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes (Ver Tabla N° 10) Existe discontinuidad extrema cuando la fuerza cortante que resisten los elementos discontinuos según se describen en el ítem anterior, supere el 25 % de la fuerza cortante total.</p>	0,60

Fuente: (Norma E 0.30 RNE, 2016)

• Irregularidad de Rigidez-Piso Blando

Tabla 11: Irregularidad de rigidez-piso blando en la dirección "X-X"

NIVELES	DIRECCIÓN DE ANÁLISIS	DERIVAS DE ENTRE PISO	VALOR DE ENTREPISO INMEDIATO SUPERIOR	PROMEDIO DE DISTORSIONES EN LOS TRES NIVELES SUPERIORES	IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ- PISO BLANDO ($I_a=0.75$)		IRREGULARIDAD EXTREMA DE RIGIDEZ- PISO BLANDO ($I_a=0.50$)	
					DERIVA >1.4	PROMEDIO DERIVA >1.25	DERIVA >1.6	PROMEDIO DERIVA >1.4
AZOTEA 2	X	0.004						
AZOTEA 1	X	0.006	1.36		OK		OK	
PISO 8	X	0.007	1.18		OK		OK	
PISO 7	X	0.007	1.11	1.34	OK		OK	
PISO 6	X	0.008	1.06	1.19	OK	OK	OK	OK
PISO 5	X	0.008	1.04	1.11	OK	OK	OK	OK
PISO 4	X	0.009	1.10	1.15	OK	OK	OK	OK
PISO 3	X	0.009	1.01	1.08	OK	OK	OK	OK
PISO 2	X	0.008	0.94	0.98	OK	OK	OK	OK
PISO 1	X	0.006	0.69	0.67	OK	OK	OK	OK
					$I_a = 1$			

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla 12: Irregularidad de rigidez-piso blando en la dirección "Y-Y"

NIVELES	DIRECCIÓN DE ANÁLISIS	DERIVAS DE ENTRE PISO	VALOR DE ENTREPISO INMEDIATO SUPERIOR	PROMEDIO DE DISTORSIONES EN LOS TRES NIVELES SUPERIORES	IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ- PISO BLANDO ($I_a=0.75$)		IRREGULARIDAD EXTREMA DE RIGIDEZ- PISO BLANDO ($I_a=0.50$)	
					DERIVA >1.4	PROMEDIO DERIVA >1.25	DERIVA >1.6	PROMEDIO DERIVA >1.4
AZOTEA 2	Y	0.004						
AZOTEA 1	Y	0.005	1.37		OK		OK	
PISO 8	Y	0.006	1.25		OK		OK	
PISO 7	Y	0.007	1.16	1.46	OK		OK	
PISO 6	Y	0.008	1.12	1.31	OK	PISO BLANDO	OK	OK
PISO 5	Y	0.009	1.09	1.23	OK	OK	OK	OK
PISO 4	Y	0.010	1.13	1.24	OK	OK	OK	OK
PISO 3	Y	0.010	0.98	1.09	OK	OK	OK	OK
PISO 2	Y	0.010	1.03	1.06	OK	OK	OK	OK
PISO 1	Y	0.007	0.70	0.71	OK	OK	OK	OK
					$I_a = 0.75$			

Fuente: (Elaboración propia)

- Irregularidad de Resistencia-Piso Débil

Tabla 13: Irregularidad de resistencia-piso débil en la dirección "X-X"

NIVELES	DIRECCIÓN DE ANÁLISIS	RESISTENCIA DE ENTREPISO (ton/m)	RELACIÓN DEL ENTREPISO INMEDIATO SUPERIOR	IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA-PISO DÉBIL ($I_a=0.75$) < 80%	IRREGULARIDAD EXTREMA DE RESISTENCIA-PISO DÉBIL ($I_a=0.50$) < 65%
AZOTEA 2	X	5763.203			
AZOTEA 1	X	11093.181	1.92		
PISO 8	X	15415.778	1.39	OK	OK
PISO 7	X	18201.418	1.18	OK	OK
PISO 6	X	20177.069	1.11	OK	OK
PISO 5	X	21728.568	1.08	OK	OK
PISO 4	X	20244.18	0.93	OK	OK
PISO 3	X	22700.352	1.12	OK	OK
PISO 2	X	28409.286	1.25	OK	OK
PISO 1	X	44419.66	1.56	OK	OK
				$I_a = 1$	

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla 14: Irregularidad de resistencia- piso débil en la dirección "Y-Y"

NIVELES	DIRECCIÓN DE ANÁLISIS	RESISTENCIA DE ENTREPISO (ton/m)	RELACIÓN DEL ENTREPISO INMEDIATO SUPERIOR	IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA-PISO DÉBIL ($I_a=0.75$) < 80%	IRREGULARIDAD EXTREMA DE RESISTENCIA-PISO DÉBIL ($I_a=0.50$) < 65%
AZOTEA 2	Y	6382.460			
AZOTEA 1	Y	9944.992	1.56		
PISO 8	Y	12675.696	1.27	OK	OK
PISO 7	Y	14298.142	1.13	OK	OK
PISO 6	Y	15420.780	1.08	OK	OK
PISO 5	Y	16442.702	1.07	OK	OK
PISO 4	Y	14318.595	0.87	OK	OK
PISO 3	Y	15225.149	1.06	OK	OK
PISO 2	Y	17656.191	1.16	OK	OK
PISO 1	Y	25338.017	1.44	OK	OK
				$I_a = 1$	

Fuente: (Elaboración propia)

- Irregularidad de Masa o Peso

Tabla 15: Irregularidad de masa o peso

NIVELES	PESO DE ANÁLISIS SÍSMICO (ton)	RELACION DE PESO CON PISO ADYACENTE	IRREGULARIDAD DE MASA O PESO ($I_a=0.9$) > 1.5
AZOTEA 2	67.6929		
AZOTEA 1	119.0272		
PISO 8	123.9999	1.04	OK
PISO 7	123.9998	1.00	OK
PISO 6	123.9999	1.00	OK
PISO 5	123.9999	1.00	OK
PISO 4	126.2647	1.02	OK
PISO 3	131.2374	1.04	OK
PISO 2	134.5525	1.03	OK
PISO 1	135.6376	1.01	OK
			$I_a = 1$

Fuente: (Elaboración Propia)

- Irregularidad Geométrica Vertical

No existe este tipo de irregularidad para el edificio evaluado ya que todos los niveles son geométricamente típicos.

- Discontinuidad en Sistemas Resistentes

No existe este tipo de irregularidad por Discontinuidad en sistemas resistentes ya que todos los elementos estructurales son continuos en todos los niveles.

- Discontinuidad Extrema de los Sistemas Resistentes

No existe esta irregularidad en el edificio evaluado.

De todas las irregularidades en altura tomamos el valor mínimo obtenido en todas las irregularidades:

✓ En eje Y = $I_a = 0.75$

✓ En eje X = $I_a = 1$

✓

➤ Factor de Irregularidad Estructural en Planta (I_p)

Tabla 16: Irregularidades estructurales en planta

<p>Tabla N° 9 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA</p>	<p>Factor de Irregularidad I_p</p>
<p>Irregularidad Torsional Existe irregularidad torsional cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (Δ_{max}), es mayor que 1,2 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{cm}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p>	<p>0,75</p>
<p>Irregularidad Torsional Extrema (Ver Tabla N° 10) Existe irregularidad torsional extrema cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio, calculado incluyendo excentricidad accidental (Δ_{cm}), es mayor que 1,5 veces el desplazamiento relativo del centro de masas del mismo entrepiso para la misma condición de carga (Δ_{cm}). Este criterio sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50 % del desplazamiento permisible indicado en la Tabla N° 11.</p>	<p>0,60</p>
<p>Esquinas Entrantes La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20 % de la correspondiente dimensión total en planta.</p>	<p>0,90</p>
<p>Discontinuidad del Diafragma La estructura se califica como irregular cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50 % del área bruta del diafragma. También existe irregularidad cuando, en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor que 25 % del área de la sección transversal total de la misma dirección calculada con las dimensiones totales de la planta.</p>	<p>0,85</p>
<p>Sistemas no Paralelos Se considera que existe irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica si los ejes de los pórticos o muros forman ángulos menores que 30° ni cuando los elementos no paralelos resisten menos que 10 % de la fuerza cortante del piso.</p>	<p>0,90</p>

Fuente: (Norma E 0.30 NTE, 2016)

• Irregularidad Torsional

Tabla 17: Irregularidad Torsional en la dirección "X-X"

ANÁLISIS EN LA DIRECCIÓN X-X								X - X	Y - Y
								IT > 1.2; ITE > 1.5	
NIVELES	altura de Piso = h (m)	X - CM (cm)	Y - CM (cm)	DESPLAZAMIENTO X-X CM	DESPLAZAMIENTO Y-Y CM	DESPLAZAMIENTO X-X MAXIMO	DESPLAZAMIENTO Y-Y MAXIMO	DESPL MAX / DESPL CM	DESPL MAX / DESPL CM
AZOTEA 2	2.4	2.90613	1.31524	0.000666	-0.000011	0.00069	0.00027		
AZOTEA 1	2.7	2.74631	1.31778	0.000811	0.000286	0.00094	0.00037	1.15	1.28
PISO 8	2.7	2.52745	1.24065	0.000930	0.000365	0.00110	0.00046	1.19	1.27
PISO 7	2.7	2.27637	1.14217	0.001044	0.000438	0.00122	0.00054	1.17	1.23
PISO 6	2.7	1.99456	1.02386	0.001134	0.000502	0.00129	0.00059	1.14	1.18
PISO 5	2.7	1.68842	0.88845	0.001207	0.000560	0.00134	0.00064	1.11	1.15
PISO 4	3	1.36249	0.73736	0.001305	0.000649	0.00147	0.00077	1.13	1.19
PISO 3	3	0.97104	0.54269	0.001299	0.000672	0.00149	0.00081	1.14	1.21
PISO 2	3	0.58144	0.34115	0.001176	0.000658	0.00140	0.00083	1.19	1.26
PISO 1	3	0.22860	0.14386	0.000762	0.000480	0.00097	0.00065	1.27	1.36
								Ip = 0.75	

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla 18: Irregularidad Torsional en la dirección "Y-Y"

ANÁLISIS EN LA DIRECCIÓN Y-Y								X - X	Y - Y
								IT > 1.2; ITE > 1.5	
NIVELES	altura de Piso = h (m)	X - CM (cm)	Y - CM (cm)	DESPLAZAMIENTO X-X CM	DESPLAZAMIENTO Y-Y CM	DESPLAZAMIENTO X-X MAXIMO	DESPLAZAMIENTO Y-Y MAXIMO	DESPL MAX / DESPL CM	DESPL MAX / DESPL CM
AZOTEA 2	2.4	1.50186	3.31854	0.000346	0.000425	0.00037	0.00060		
AZOTEA 1	2.7	1.41873	3.21656	0.000417	0.000704	0.00047	0.00078	1.12	1.10
PISO 8	2.7	1.30608	3.02649	0.000481	0.000902	0.00054	0.00100	1.12	1.11
PISO 7	2.7	1.17617	2.78288	0.000545	0.001078	0.00060	0.00118	1.10	1.09
PISO 6	2.7	1.02900	2.49192	0.000601	0.001230	0.00065	0.00132	1.08	1.07
PISO 5	2.7	0.86679	2.15974	0.000647	0.001374	0.00069	0.00144	1.07	1.05
PISO 4	3	0.69198	1.78889	0.000690	0.001582	0.00074	0.00166	1.07	1.05
PISO 3	3	0.48486	1.31430	0.000681	0.001654	0.00073	0.00172	1.08	1.04
PISO 2	3	0.28058	0.81799	0.000593	0.001605	0.00066	0.00167	1.11	1.04
PISO 1	3	0.10265	0.33651	0.000342	0.001122	0.00041	0.00118	1.19	1.05
								Ip = 1	

Fuente: (Elaboración propia)

- **Esquinas Entrantes**

No existe este tipo de irregularidad en el edificio evaluado ya que no tiene ningún tipo de esquinas entrantes.

- **Discontinuidad de Diafragmas**

No existe este tipo de irregularidad en el edificio evaluado ya que solo se tiene discontinuidad de diafragma para la escalera y el ascensor que no representa el 50 % del área bruta de todo el diafragma rígido.

- **Sistemas no Paralelos**

No existe este tipo de irregularidad en el edificio evaluado ya que todo el sistema estructural está en forma paralelo.

✚ De todas las irregularidades en planta tomamos el valor mínimo obtenido en todas las irregularidades:

✓ En eje X = $I_p = 0.75$

✓ En eje Y = $I_p = 1.00$

Tabla 19: Resumen de los parámetros sismorresistente según E-030 NTE

RESUMEN DE LOS PARÁMETROS SISMORRESISTENTE SEGÚN E- 030 NTE		
FACTOR	DESCRIPCIÓN	VALOR
Factor de zona Z	Edificación ubicada en la ciudad de Juliaca Dto. de Puno	0.35
Factor de suelo S	El suelo de cimentación del edificio corresponde a un suelo intermedio	1.15
Periodo TP	Periodo que define la plataforma del factor C	0.6
Periodo TL	Periodo que define el inicio de la zona del factor C	2
Periodo T	Periodo Fundamental de la edificación	1.115
Factor de uso U	Edificación común tales como restaurantes hoteles	1
Factor de amplificación sísmica Cx	Según el periodo	2.5
Factor de amplificación sísmica Cy	Según el periodo	2.5
Factor de reducción de fuerza Rx	Estructura aporticado según sentido	8
Factor de reducción de fuerzas Ry	Estructura aporticado según sentido	8
Factor afectado por irregularidad Rx	$I_a = 1$; $I_p = 0.75$	6
Factor afectado por irregularidad Ry	$I_a = 0.75$; $I_p = 1$	6

Fuente: (Elaboración propia)

➤ Coeficiente de cortante basal (V_b)

$$V_b = \frac{ZUCS}{6} = \frac{3.5 \times 1 \times 2.5 \times 1.15}{6} = 0.168$$

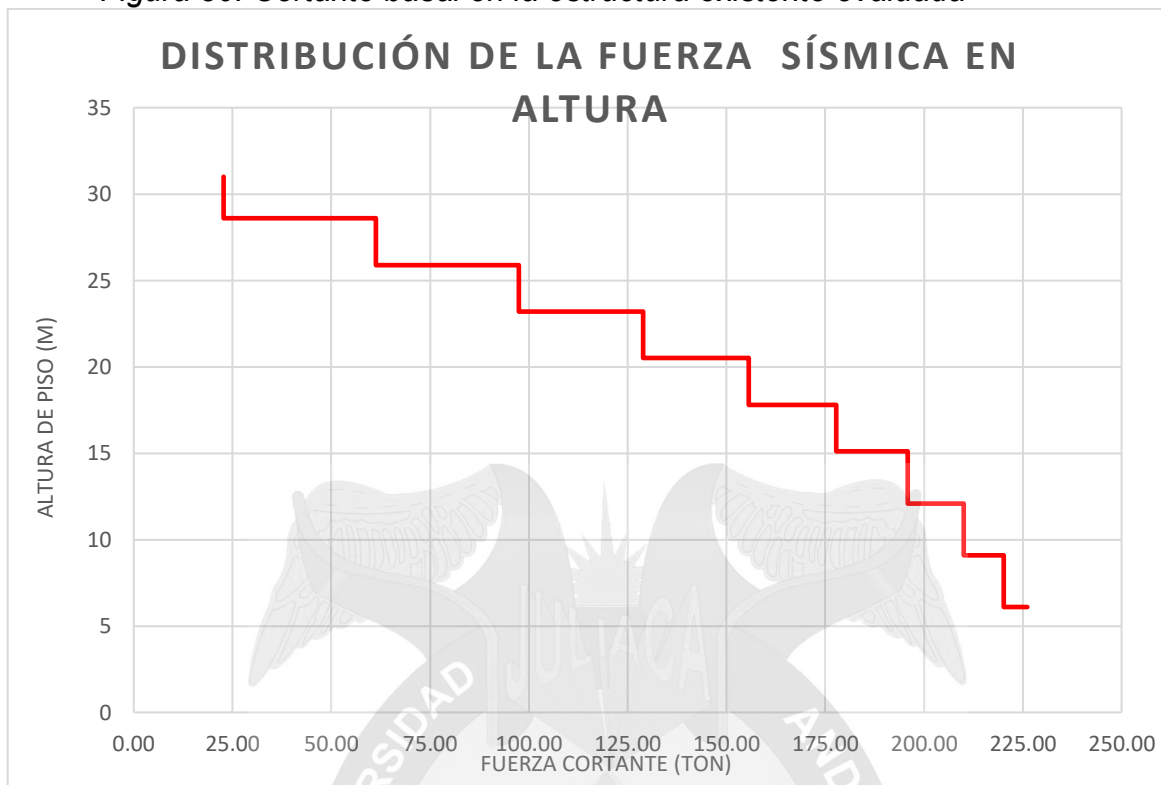
El peso de la edificación se calculó considerando la carga permanente total más el 25% de la carga viva, (edificación de uso común, según E-030), así mismo se consideró una excentricidad accidental de 0.05 en ambos sentidos los resultados se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 20: Tabla de resultados de análisis sísmico estático

DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA EN ALTURA									
NIVEL	PESO POR NIVELES (Ton)	DE PISO (m)	$P_i \times h_i$ (Ton - m)	F_x (Ton)	F_y (Ton)	V_x (ton)	V_y (ton)	$(F_x \times e_x)$ (Ton-m)	$(F_y \times e_y)$ (Ton-m)
AZOTEA 2	67.6929	31	2098.48	22.74	22.74	22.74	22.74	54.5799	54.5799
AZOTEA 1	119.0272	28.6	3404.18	38.49	38.49	61.23	61.23	217.3941	217.3941
PISO 8	123.9999	25.9	3211.60	36.27	36.27	97.51	97.51	478.4451	478.4451
PISO 7	123.9998	23.2	2876.80	31.41	31.41	128.91	128.91	824.5945	824.5945
PISO 6	123.9999	20.5	2542.00	26.72	26.72	155.63	155.63	1243.165	1243.1652
PISO 5	123.9999	17.8	2207.20	22.21	22.21	177.84	177.84	1721.983	1721.9833
PISO 4	126.2647	15.1	1906.60	18.08	18.08	195.93	195.93	2308.526	2308.5257
PISO 3	131.2374	12.1	1587.97	14.19	14.19	210.12	210.12	2937.955	2937.9551
PISO 2	134.5525	9.1	1224.43	10.03	10.03	220.14	220.14	3597.747	3597.7472
PISO 1	135.6376	6.1	827.39	6.00	6.00	226.14	226.14	4275.787	4275.7866

Fuente: (Elaboración propia)

Figura 30: Cortante basal en la estructura existente evaluada



Fuente: (Elaboración propia)

4.3 ESPECTRO DE DEMANDA SEGÚN MÉTODO DINÁMICO MODAL ESPECTRAL NORMA E-030 2016

Siguiendo con el capítulo 4 de análisis estructural de la Norma E-030 artículo 4.6 Análisis Dinámico Modal Espectral, se empleó el siguiente espectro de pseudo-aceleraciones:

$$Sa = \frac{ZUCS}{R} * g$$

Así mismo se toma la aceleración de la gravedad de 9.81 m/s² en un suelo intermedio con un $T_p = 0.6$ y un $T_L = 2.00$ considerando además lo establecido en la norma para el periodo fundamental:

$$T < T_p \quad C = 2,5$$

$$T_p < T < T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p}{T} \right)$$

$$T > T_L \quad C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right)$$

Se obtiene la siguiente tabla de Pseudo-aceleraciones:

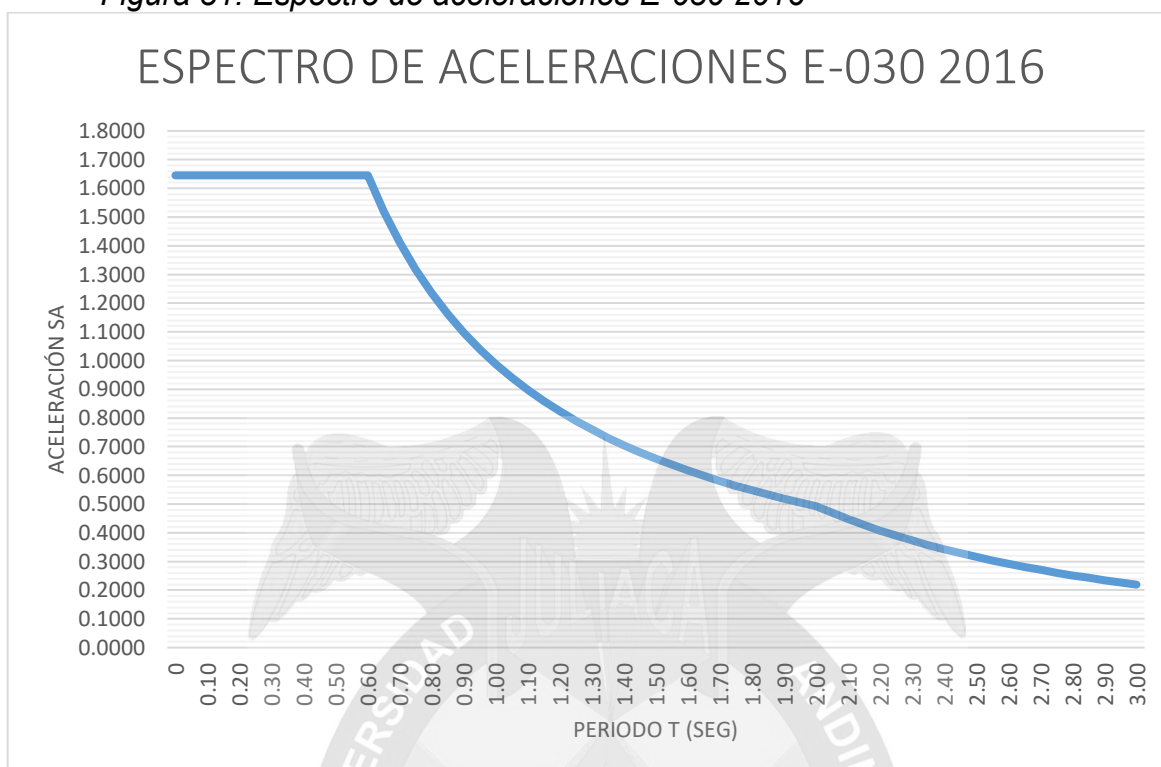
Tabla 21: Espectro de Pseudo aceleración según Norma E-030, 2016

T	C	ZUCS/R x g
0	2.500	1.6452
0.05	2.500	1.6452
0.10	2.500	1.6452
0.15	2.500	1.6452
0.20	2.500	1.6452
0.25	2.500	1.6452
0.30	2.500	1.6452
0.35	2.500	1.6452
0.40	2.500	1.6452
0.45	2.500	1.6452
0.50	2.500	1.6452
0.55	2.500	1.6452
0.60	2.500	1.6452
0.65	2.308	1.5187
0.70	2.143	1.4102
0.75	2.000	1.3162
0.80	1.875	1.2339
0.85	1.765	1.1613
0.90	1.667	1.0968
0.95	1.579	1.0391
1.00	1.500	0.9871
1.05	1.429	0.9401
1.10	1.364	0.8974
1.15	1.304	0.8584
1.20	1.250	0.8226
1.25	1.200	0.7897
1.30	1.154	0.7593
1.35	1.111	0.7312
1.40	1.071	0.7051
1.45	1.034	0.6808
1.50	1.000	0.6581
1.55	0.968	0.6369
1.60	0.938	0.6170
1.65	0.909	0.5983
1.70	0.882	0.5807
1.75	0.857	0.5641
1.80	0.833	0.5484
1.85	0.811	0.5336
1.90	0.789	0.5195
1.95	0.769	0.5062
2.00	0.750	0.4936
2.05	0.714	0.4698
2.10	0.680	0.4477
2.15	0.649	0.4271
2.20	0.620	0.4079
2.25	0.593	0.3900
2.30	0.567	0.3732
2.35	0.543	0.3575
2.40	0.521	0.3428
2.45	0.500	0.3289
2.50	0.480	0.3159
2.55	0.461	0.3036
2.60	0.444	0.2921
2.65	0.427	0.2811
2.70	0.412	0.2708
2.75	0.397	0.2611
2.80	0.383	0.2518
2.85	0.369	0.2431
2.90	0.357	0.2348
2.95	0.345	0.2269
3.00	0.333	0.2194

Fuente: (Elaboración propia)

De la tabla anterior se obtiene el siguiente gráfico:

Figura 31: Espectro de aceleraciones E-030 2016



Fuente: (Elaboración propia)

Los datos obtenidos en la tabla N° 20, nos sirve para poder modelar la edificación en el programa ETABS 2016 cabe resalta que esta versión del programa ya cuenta con los parámetros de la norma E-030 (2014-2016), Sismorresistente así el programa nos da la opción de ingresar manualmente el espectro de aceleración o generarla en el programa mismo.

El objetivo del modelamiento haciendo uso del Software ETABS 2016 es obtener los máximos desplazamientos y derivas para verificar si es que estas están dentro del rango que establece la Norma E-030 sismorresistente que se encuentra establecido en la tabla 11 de la E-030.

Figura 32: Límites para la distorsión del entrepiso

Tabla N° 11 LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Fuente: (Norma E 0.30 NTE, 2016)

Se modeló la estructura obteniendo los desplazamientos máximos en cada nivel y así mismo las derivas de entrepiso, que luego se multiplica por el valor de 075 R si fuera una edificación regular tanto en altura como en planta, y por R si fuese una edificación irregular en cualquier dirección; en el caso de la edificación evaluado en la presente tesis tenemos una edificación irregular, a su vez mencionamos que para la verificación de la norma E-030 la norma nos menciona derivas, es decir desplazamientos relativos por piso, por tanto se resumen los análisis realizados en la siguiente tabla:

Tabla 22: Derivas obtenidas en dirección "X-X" del edificio evaluado

ANÁLISIS EN LA DIRECCIÓN X-X					
NIVELES	altura de Piso = h (m)	DERIVAS DE ENTREPISO ELASTICO	R = 6	DERIVAS DE ENTREPISO	VERIFICACIÓN SEGÚN NORMA E-030
AZOTEA 2	2.4	0.00069	6	0.0041	OK
AZOTEA 1	2.7	0.00094	6	0.0056	OK
PISO 8	2.7	0.00110	6	0.0066	OK
PISO 7	2.7	0.00122	6	0.0073	NO CUMPLE
PISO 6	2.7	0.00129	6	0.0077	NO CUMPLE
PISO 5	2.7	0.00134	6	0.0080	NO CUMPLE
PISO 4	3	0.00147	6	0.0088	NO CUMPLE
PISO 3	3	0.00149	6	0.0089	NO CUMPLE
PISO 2	3	0.00140	6	0.0084	NO CUMPLE
PISO 1	3	0.00097	6	0.0058	OK

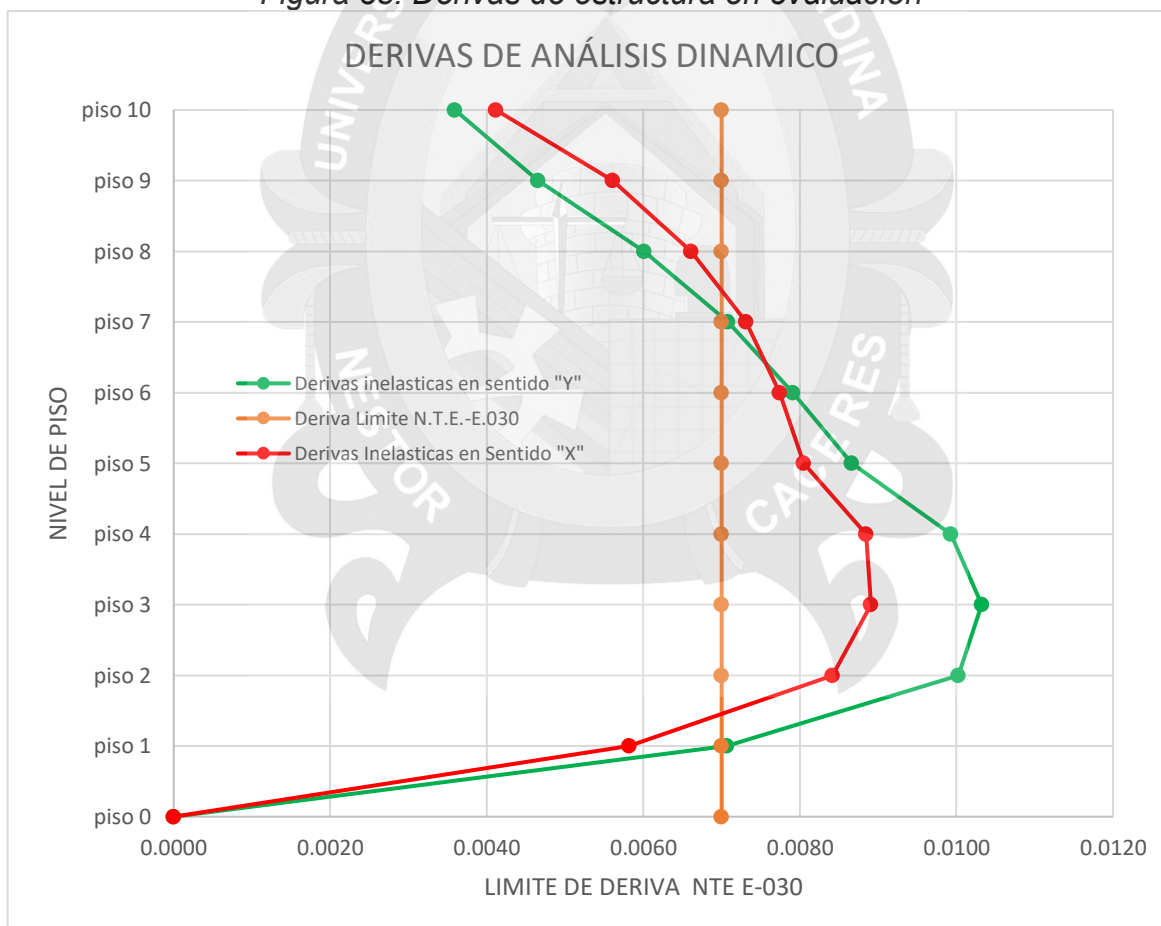
Fuente: (Elaboración propia)

Tabla 23: Derivas obtenidas en dirección "Y-Y" del edificio evaluado

ANÁLISIS EN LA DIRECCIÓN Y-Y					
NIVELES	altura de Piso = h (m)	DERIVAS DE ENTREPISO ELASTICO	R = 6	DERIVAS DE ENTREPISO	VERIFICACIÓN SEGÚN NORMA E-030
AZOTEA 2	2.4	0.00060	6	0.0036	OK
AZOTEA 1	2.7	0.00078	6	0.0047	OK
PISO 8	2.7	0.00100	6	0.0060	OK
PISO 7	2.7	0.00118	6	0.0071	NO CUMPLE
PISO 6	2.7	0.00132	6	0.0079	NO CUMPLE
PISO 5	2.7	0.00144	6	0.0087	NO CUMPLE
PISO 4	3	0.00166	6	0.0099	NO CUMPLE
PISO 3	3	0.00172	6	0.0103	NO CUMPLE
PISO 2	3	0.00167	6	0.0100	NO CUMPLE
PISO 1	3	0.00118	6	0.0071	NO CUMPLE

Fuente: (Elaboración propia)

Figura 33: Derivas de estructura en evaluación



Fuente: (Elaboración propia)



CAPITULO V

ANÁLISIS POR EL MÉTODO DE DESEMPEÑO

En este capítulo se evaluará la edificación en lo que respecta a su respuesta total de su estructura ante los diferentes niveles de sollicitaciones sísmicas y se ubicará los puntos de fallas próximas en sus elementos estructurales, así se conocerá la capacidad global de la estructura resumida en la curva de capacidad de la estructura. Al final del capítulo también obtendremos el punto de desempeño, que nos permitirá dar a conocer la respuesta final de la estructura de la edificación en evaluación tema de la presente tesis de investigación de acuerdo a los parámetros de nuestra Norma E-030 2016.

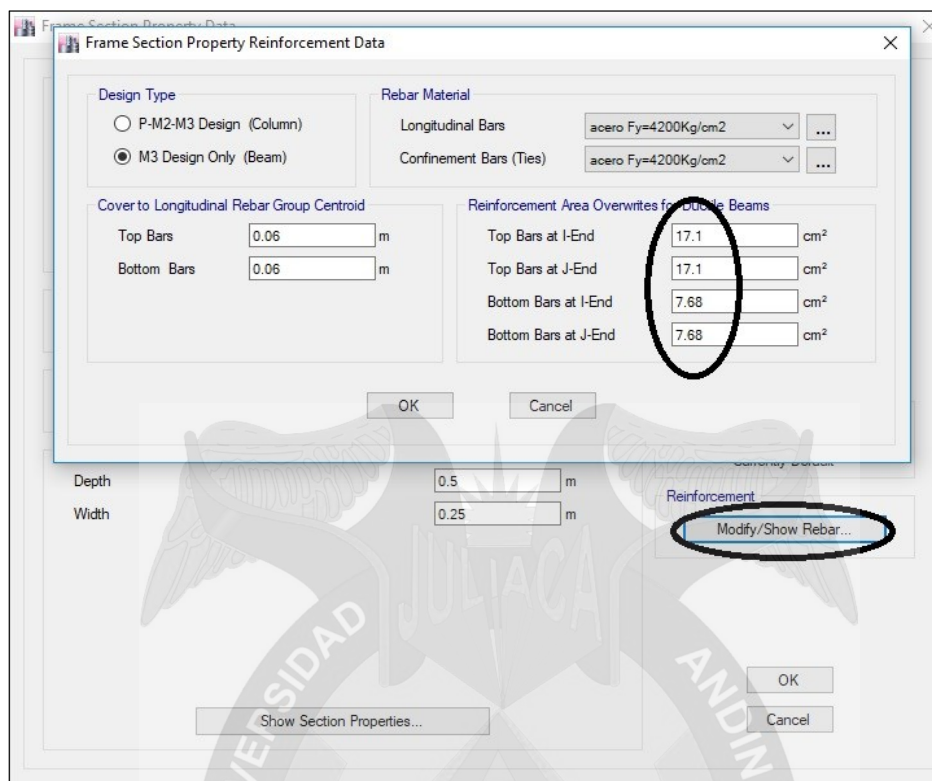
5.1 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL "PUSHOVER" UTILIZANDO EL SOFTWARE ETABS 2016.2.0

5.1.1 INGRESO DE ACERO AL SOFTWARE ETABS 2016

Para poder verificar el desempeño de la estructura en estudio se procede a ingresar al modelo ETABS 2016 las áreas verdaderas especificadas en los planos estructurales de la edificación que se evaluará como se muestra en la siguiente figura:

a. **VIGAS**

Figura 34: Ingreso de secciones reales de acero en vigas 25 x 50



Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

☐ P-M2-M3 Design (Column)

☒ M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: acero Fy=4200Kg/cm2

Confinement Bars (Ties): acero Fy=4200Kg/cm2

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid

Top Bars: 0.06 m

Bottom Bars: 0.06 m

Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams

Top Bars at I-End: 17.1 cm²

Top Bars at J-End: 17.1 cm²

Bottom Bars at I-End: 7.68 cm²

Bottom Bars at J-End: 7.68 cm²

OK Cancel

Depth: 0.5 m

Width: 0.25 m

Reinforcement

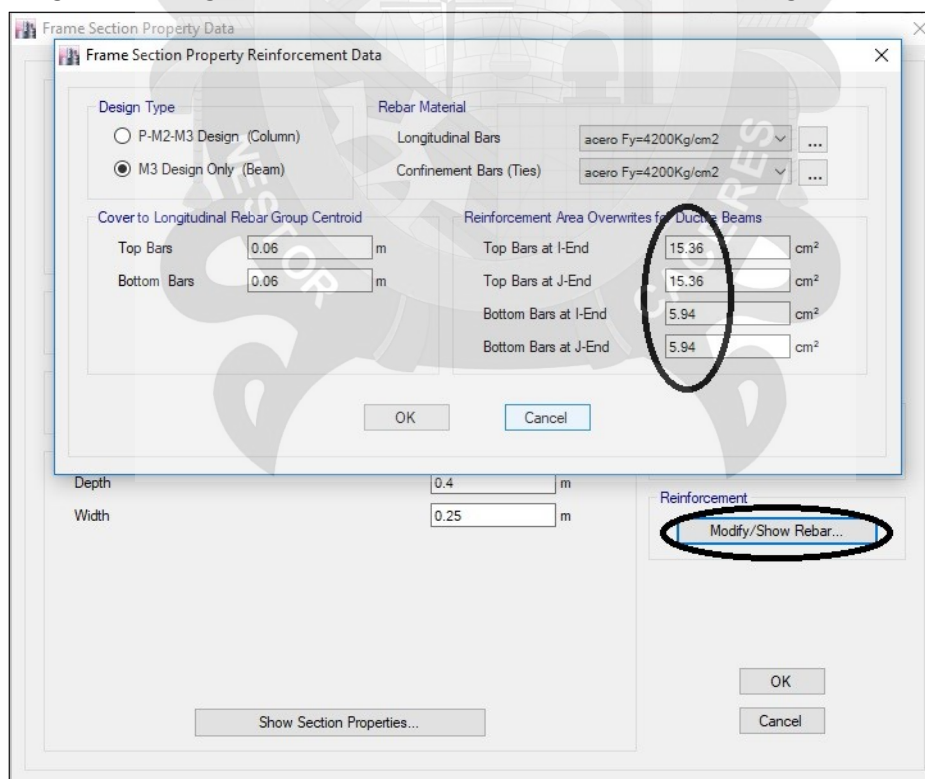
Modify/Show Rebar...

OK Cancel

Show Section Properties...

Fuente: (Elaboración propia)

Figura 35: Ingreso de secciones reales de acero en viga 25 x 40



Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type

☐ P-M2-M3 Design (Column)

☒ M3 Design Only (Beam)

Rebar Material

Longitudinal Bars: acero Fy=4200Kg/cm2

Confinement Bars (Ties): acero Fy=4200Kg/cm2

Cover to Longitudinal Rebar Group Centroid

Top Bars: 0.06 m

Bottom Bars: 0.06 m

Reinforcement Area Overwrites for Ductile Beams

Top Bars at I-End: 15.36 cm²

Top Bars at J-End: 15.36 cm²

Bottom Bars at I-End: 5.94 cm²

Bottom Bars at J-End: 5.94 cm²

OK Cancel

Depth: 0.4 m

Width: 0.25 m

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

OK Cancel

Show Section Properties...

Fuente: (Elaboración propia)

b. **COLUMNAS**

Figura 36: Ingreso de secciones reales de acero en Columna Circular $D = 40 \text{ cm}$

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type
☒ P-M2-M3 Design (Column)
☐ M3 Design Only (Beam)

Reinforcement Configuration
☐ Rectangular
☒ Circular

Rebar Material
 Longitudinal Bars: acero $F_y=4200\text{Kg/cm}^2$
 Confinement Bars (Ties): acero $F_y=4200\text{Kg/cm}^2$

Confinement Bars
☒ Ties
☐ Spirals

Check/Design
☐ Reinforcement to be Checked
☒ Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars
 Clear Cover for Confinement Bars: 0.04 m
 Number of Longitudinal Bars: 8
 Longitudinal Bar Size and Area: #6, 2.838704 cm²

Confinement Bars
 Confinement Bar Size and Area: #3, 0.709676 cm²
 Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 0.1 m

Property Modifiers
 Modify/Show Modifiers...
 Currently Default

Reinforcement
 Modify/Show Rebar...

OK Cancel

Fuente: (Elaboración propia)

Figura 37: Ingreso de secciones reales de acero en columna 30 x 50

Frame Section Property Reinforcement Data

Design Type
☒ P-M2-M3 Design (Column)
☐ M3 Design Only (Beam)

Reinforcement Configuration
☒ Rectangular
☐ Circular

Rebar Material
 Longitudinal Bars: acero $F_y=4200\text{Kg/cm}^2$
 Confinement Bars (Ties): acero $F_y=4200\text{Kg/cm}^2$

Confinement Bars
☒ Ties
☐ Spirals

Check/Design
☒ Reinforcement to be Checked
☐ Reinforcement to be Designed

Longitudinal Bars
 Clear Cover for Confinement Bars: 0.04 m
 Number of Longitudinal Bars Along 3-dir Face: 3
 Number of Longitudinal Bars Along 2-dir Face: 5
 Longitudinal Bar Size and Area: #5, 1.999996 cm²
 Corner Bar Size and Area: #6, 2.838704 cm²

Confinement Bars
 Confinement Bar Size and Area: #3, 0.709676 cm²
 Longitudinal Spacing of Confinement Bars (Along 1-Axis): 0.10 m
 Number of Confinement Bars in 3-dir: 2
 Number of Confinement Bars in 2-dir: 4

Property Modifiers
 Modify/Show Modifiers...
 Currently Default

Reinforcement
 Modify/Show Rebar...

OK Cancel

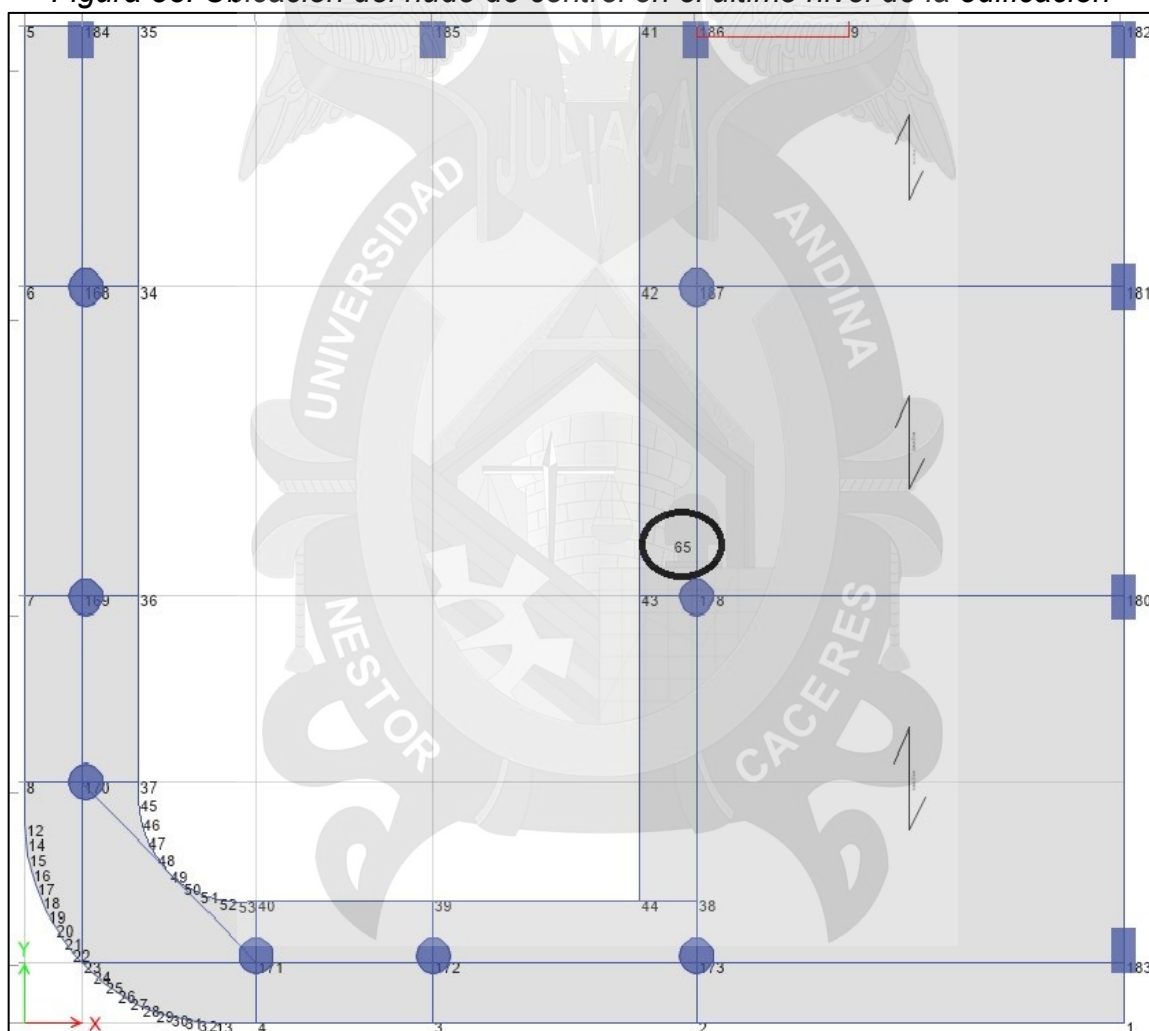
Fuente: (Elaboración propia)

Una vez que ya se ingresó los aceros que se colocaron en obra tanto de las vigas como de las columnas de deben de definir los casos de carga que nos permitirán realizar el análisis Pushover según los procedimientos ya detallados en los capítulos anteriores.

5.1.2 NUDO DE CONTROL

Antes de realizar los casos de carga debemos de definir el punto de control, en el cual las normas como ATC-40 y FEMA 440, consideran que debe estar ubicado en el centro de masas en el último nivel a continuación se muestra el nudo de control para la edificación que se está evaluando:

Figura 38: Ubicación del nudo de control en el último nivel de la edificación



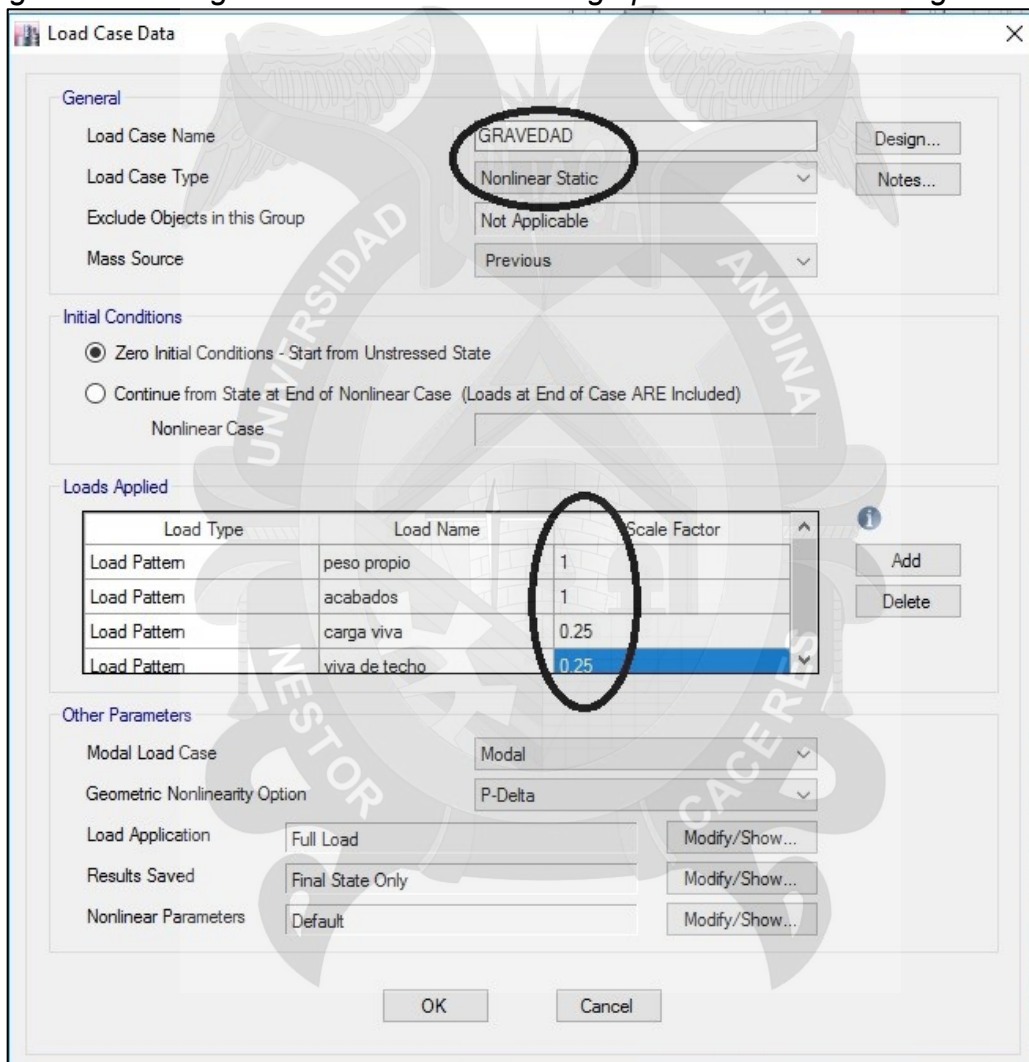
Fuente: (Elaboración propia)

5.1.3 CASOS DE CARGA PARA EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

A continuación, procedemos a crear dos casos de carga que nos permitirán realizar en análisis Pushover.

El primer caso de carga no lineal lo denominaremos de "GRAVEDAD" lo cual lo conforman las cargas gravitacionales, para este caso nos basaremos en lo que establece la Norma E-030 en donde nos recomienda que se considere el 100% de la carga muerta más el 25 % de la carga viva de piso, a continuación, se muestra en la siguiente figura:

Figura 39: Configuración del estado de carga por solicitudes de gravedad

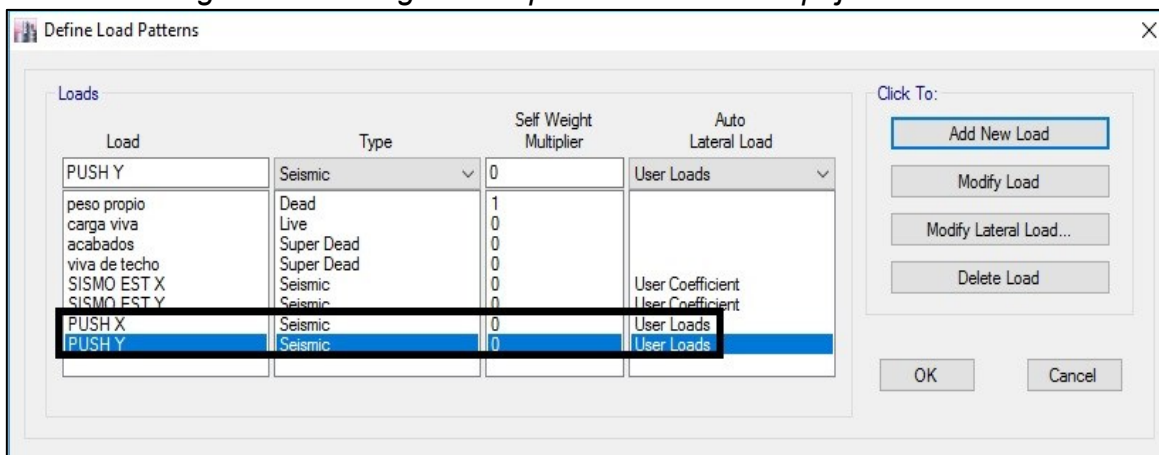


Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	peso propio	1
Load Pattern	acabados	1
Load Pattern	carga viva	0.25
Load Pattern	viva de techo	0.25

Fuente: (Elaboración propia)

El segundo caso de carga no lineal es el que se encarga de considerar las fuerzas laterales como ya se detalló, para lo cual creamos dos patrones de carga que denominaremos "PUSH X" y "PUSH Y" para cada sentido respectivamente.

Figura 40: Configuración para el caso de empujes laterales



Fuente: (Elaboración propia)

Para esto usaremos la distribución vertical de la carga pseudo lateral que se aplica en los diafragmas rígidos las fuerzas a aplicar se muestra a continuación que se ha calculado como se detalló en el capítulo III, 3.3.3.1 Distribución vertical de la carga Pseudo Lateral.

Tabla 24: Distribución de carga pseudo lateral a aplicar por nivel

NIVEL	W PESO (ton)	ALTURA (m)	W x (H^K)	Cvx	F (ton)
AZOTEA 2	67.6929	31	6032.517	0.107	41.00
AZOTEA 1	119.0272	28.6	9546.514	0.170	38.37
PISO 8	123.9999	25.9	8735.963	0.155	35.11
PISO 7	123.9998	23.2	7564.784	0.134	30.41
PISO 6	123.9999	20.5	6434.866	0.114	25.86
PISO 5	123.9999	17.8	5349.898	0.095	21.50
PISO 4	126.2647	15.1	4393.335	0.078	17.66
PISO 3	131.2374	12.1	3418.216	0.061	13.74
PISO 2	134.5525	9.1	2414.562	0.043	9.71
PISO 1	135.6376	6.1	1442.776	0.026	5.80
SOTANO	211.6259	3.1	929.018	0.017	3.73
			56262.448		226.14

Fuente: (Elaboración propia)

En la siguiente figura se muestra como se ingresa en el ETABS 2016 las fuerzas iniciales para el análisis PUSHOVER se considerará para las dos direcciones tanto X como Y las mismas fuerzas ya que solo son cargas de inicio que poco a poco se irán incrementando hasta generar rotulas plásticas en los elementos estructurales.

Figura 41: Ingreso de las fuerzas pseudo laterales al programa ETABS 2016

User Seismic Loads on Diaphragms

Number of Load Sets: 1

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
AZOTEA 2	D11	41.00	0	0
AZOTEA 1	D10	38.37	0	0
PISO 8	D9	35.11	0	0
PISO 7	D8	30.41	0	0
PISO 6	D7	25.86	0	0
PISO 5	D6	21.50	0	0
PISO 4	D5	17.66	0	0
PISO 3	D4	13.74	0	0
PISO 2	D3	9.71	0	0
PISO 1	D2	5.80	0	0
SOTANO	D1	3.73	0	0

1

☒ Apply Load at Diaphragm Center of Mass

Additional Eccentricity Ratio (all Diaphragms): 0.05

Sort Rows Add Row Delete Row(s)

OK Cancel

User Seismic Loads on Diaphragms

Number of Load Sets: 1

Load Set 1 of 1

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
AZOTEA 2	D11	0	41.00	0
AZOTEA 1	D10	0	38.37	0
PISO 8	D9	0	35.11	0
PISO 7	D8	0	30.41	0
PISO 6	D7	0	25.86	0
PISO 5	D6	0	21.50	0
PISO 4	D5	0	17.66	0
PISO 3	D4	0	13.74	0
PISO 2	D3	0	9.71	0
PISO 1	D2	0	5.80	0
SOTANO	D1	0	3.73	0

1

☒ Apply Load at Diaphragm Center of Mass

Additional Eccentricity Ratio (all Diaphragms): 0.05

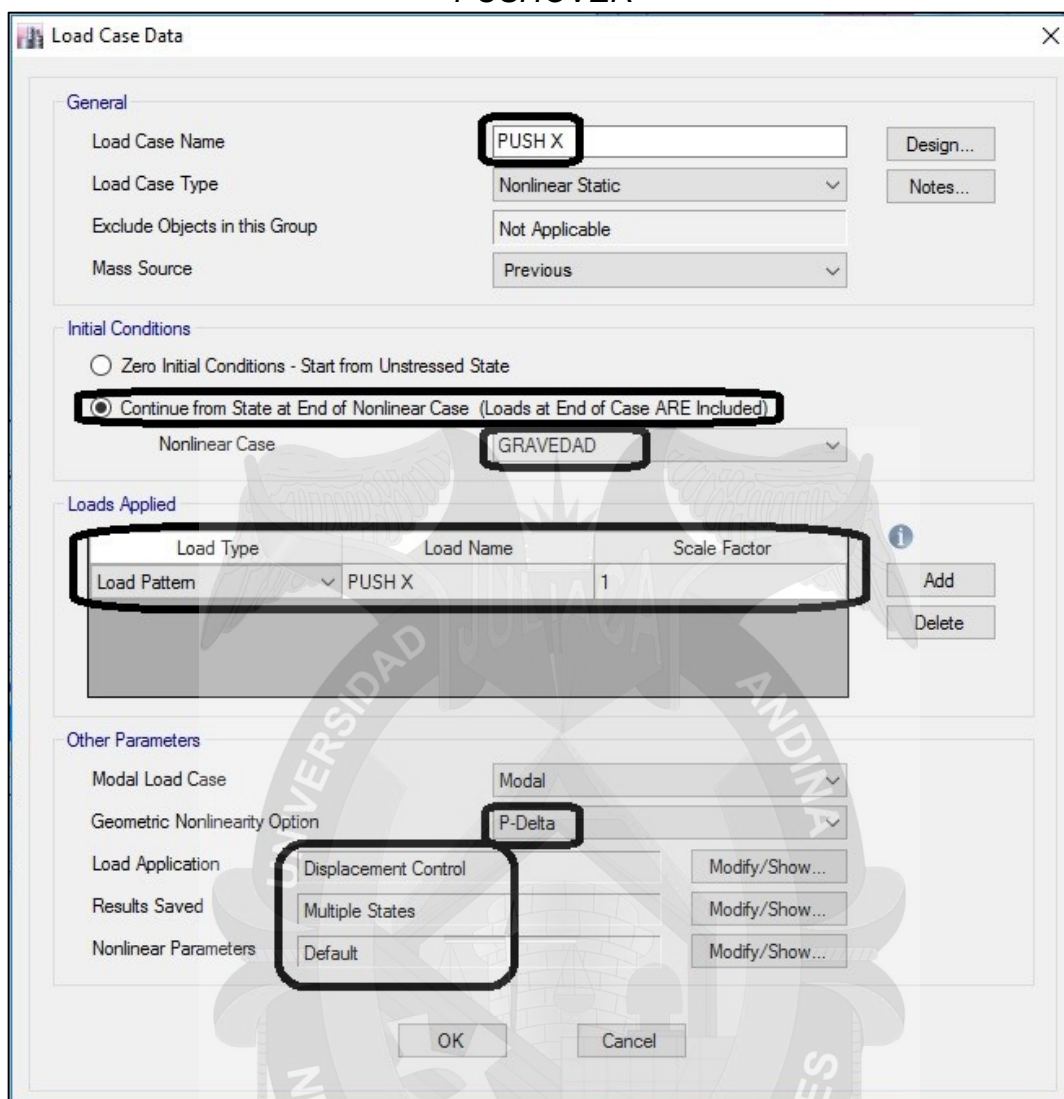
Sort Rows Add Row Delete Row(s)

OK Cancel

Fuente: (Elaboración propia)

El siguiente paso es proceder de la misma manera como se realizó para el caso de "GRAVEDAD" pero la configuración es de una manera distinta como se muestra a continuación.

Figura 42: Configuración de la aplicación de la carga para el caso de "PUSHOVER"



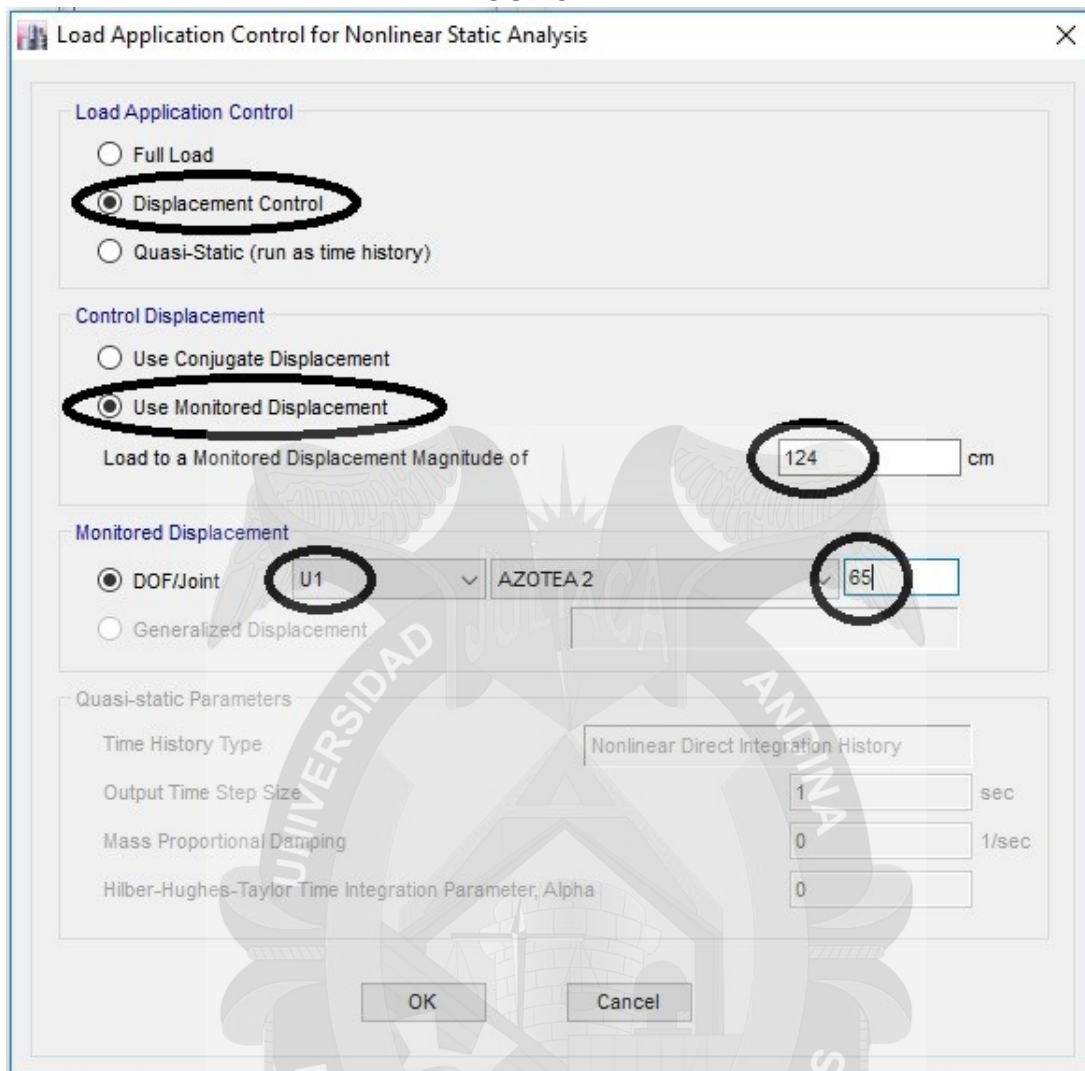
Fuente: (Elaboración propia)

Cabe señalar que para el caso de la condición inicial ya no es cero, sino que debe de partir del caso de carga no lineal que correspondes a las cargas de gravedad y al caso que se denominó como "GRAVEDAD".

Luego se procede a modificar la aplicación de la carga tomando en cuenta que la norma de FEMA 440, establece que la estructura en el rango inelástico se deformara un 4% de la altura total de la estructura, por lo tanto, consideraremos una deformación igual ha:

$$\text{DEFORMACIÓN} = 31 * 0.04 = 1.24 \text{ m} = 124\text{cm}$$

Figura 43: Configuración de la aplicación de la carga para el caso de "PUSHOVER"



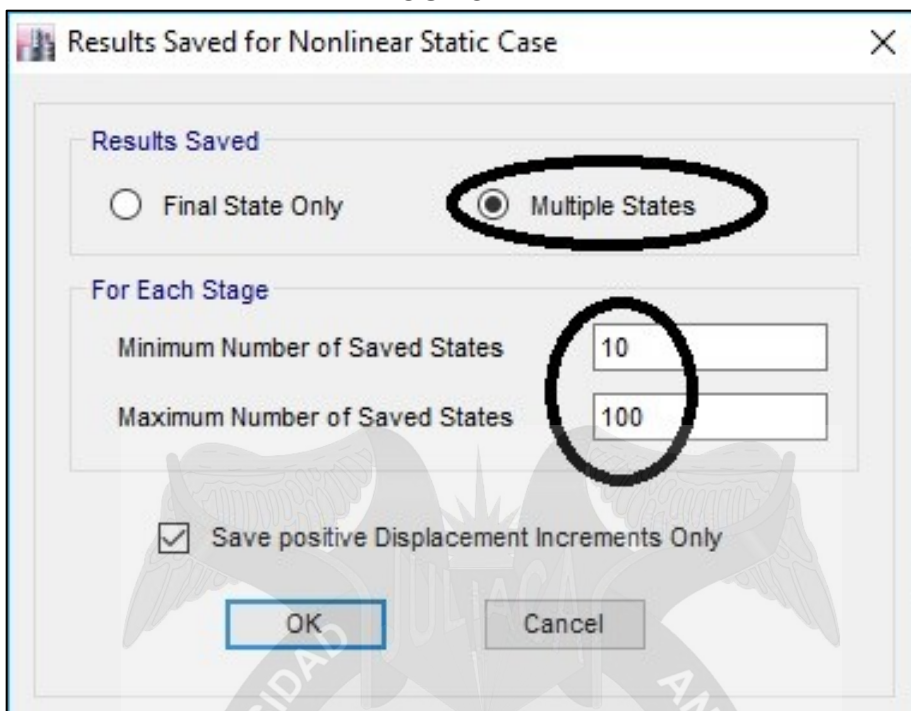
Fuente: (Elaboración propia)

U1: Es la dirección de análisis no lineal en este caso en la dirección X.

DOF/Joint: azotea 2 es el nivel de piso y 65 es el punto de control que se toma en este caso el centro de rigidez.

Así mismo es necesario modificar la siguiente configuración:

Figura 44: Configuración para el almacenaje de los resultados para el caso de "PUSHOVER"



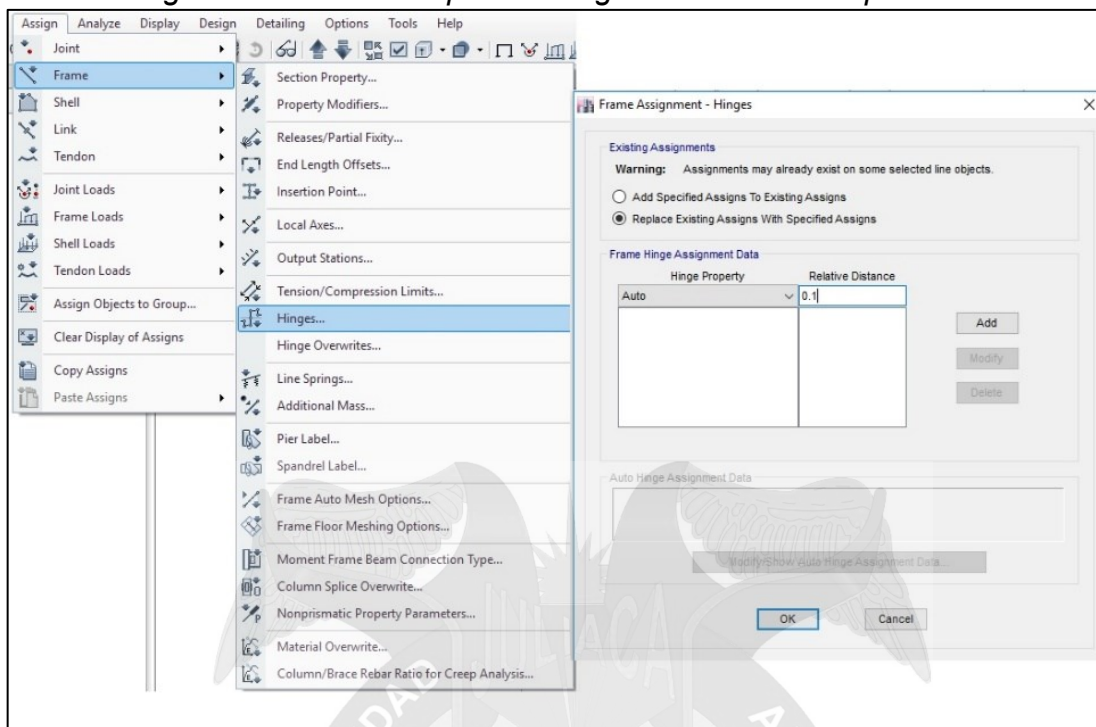
Fuente: (Elaboración propia)

En donde le estamos indicando al programa que se deben guardar los resultados de múltiples pasos y no solamente el ultimo como fue en el caso de "GRAVEDAD", el programa nos indica que el número de pasos será 10 y el máximo número de pasos será 100.

5.1.4 MECANISMOS DE ROTULAS PLÁSTICAS

Es un procedimiento muy indispensable en este tipo de análisis asignarles a los elementos estructurales, (vigas, columnas y muros de corte) lo que denominamos rotulas plásticas como ya se describió en el Capítulo III, a continuación, presentaremos la secuencia para asignar las rotulas plásticas en el Software ETABS 2016, para lo cual el primer paso es seleccionar todas las vigas por cualquier método:

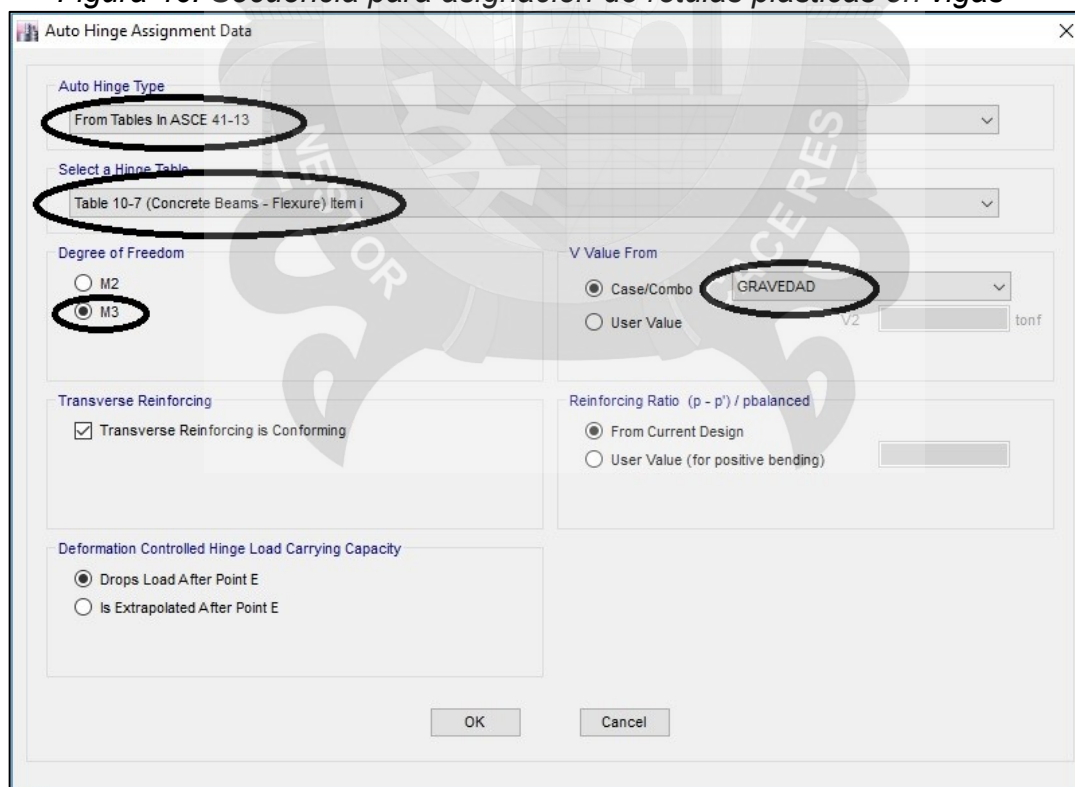
Figura 45: Secuencia para la asignación de rotulas plásticas



Fuente: (Elaboración propia)

Al seguir esta secuencia se desplegará la siguiente ventana:

Figura 46: Secuencia para asignación de rotulas plásticas en vigas

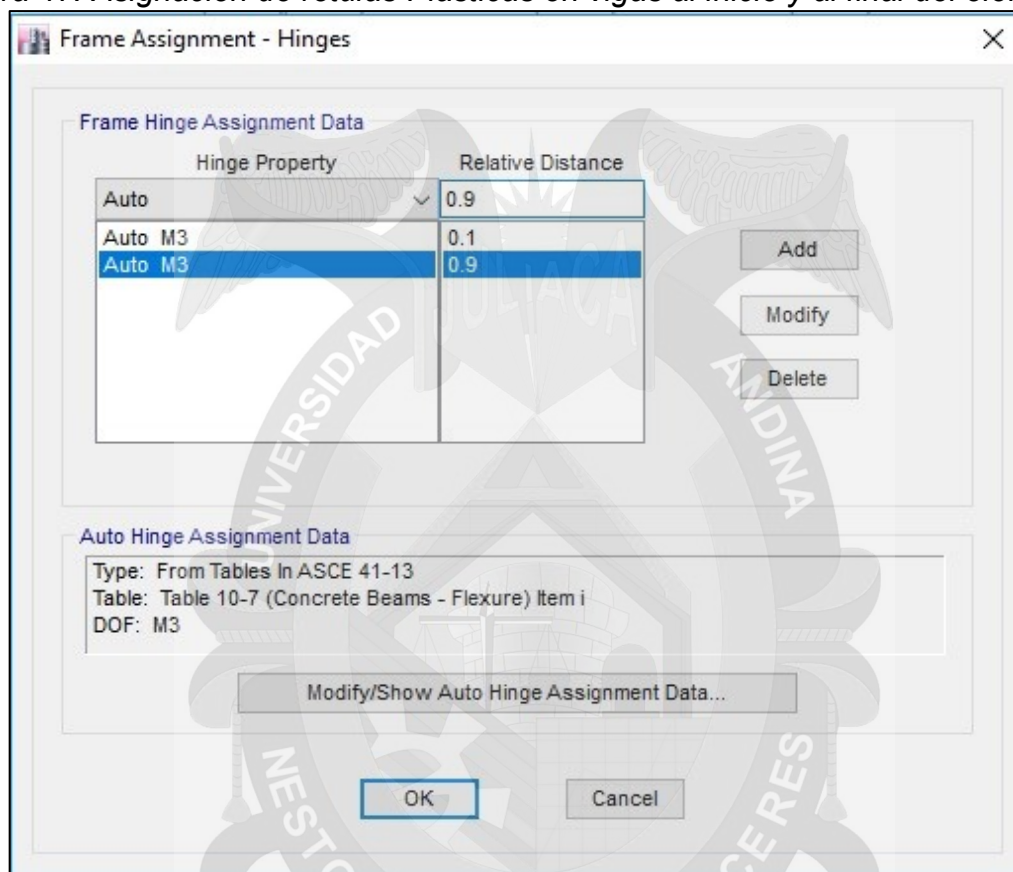


Fuente: (Elaboración propia)

Seleccionamos las tablas de ASCE 41-13 y la tabla 10-7 para vigas y columnas de concreto respectivamente tal como se muestra en la figura.

Es muy importante que el valor de cortante basal lo calcule a partir de las cargas de gravedad en este caso "GRAVEDAD", para el final de la viga se sigue la misma secuencia con la única diferencia que será a un 90% de la viga ya que el inicio es a un 10%.

Figura 47: Asignación de rotulas Plásticas en vigas al inicio y al final del elemento

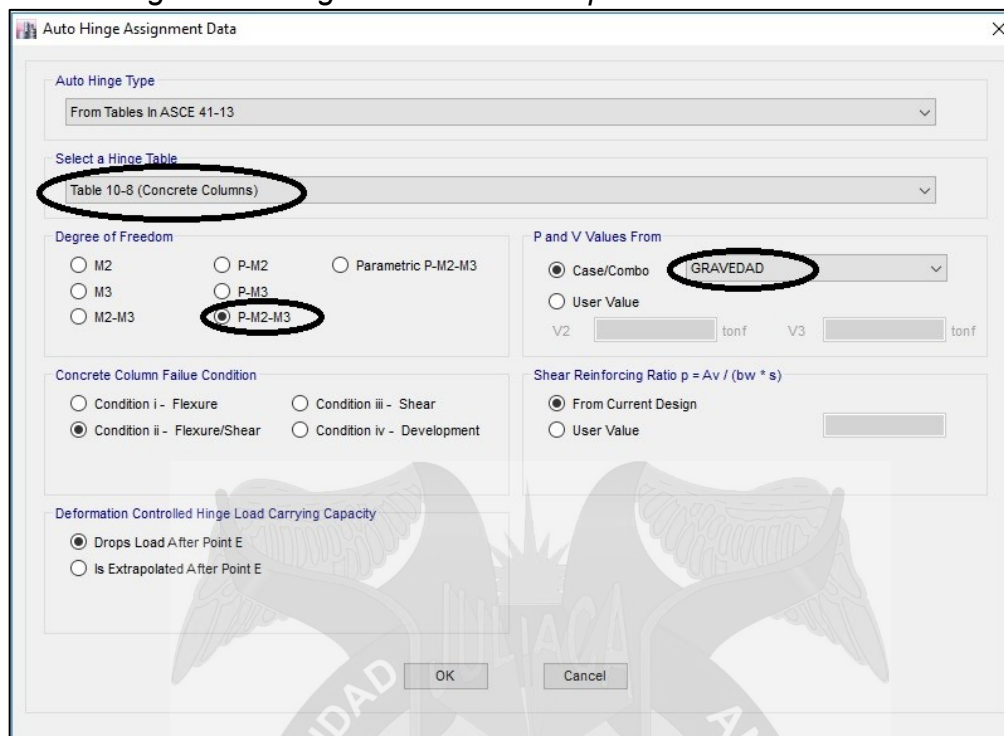


Fuente: (Elaboración propia)

Con esto ya asignamos las rotulas plásticas a los elementos viga a una distancia relativa de 0.1 por 0.9 y se mantiene toda la configuración que se mostró anteriormente.

Para el caso de columnas se continua con un proceso similar al de las vigas con la única diferencia que para esta ocasión utilizaremos la tabla que corresponde a columnas de concreto y seguiremos la configuración que se propone a continuación:

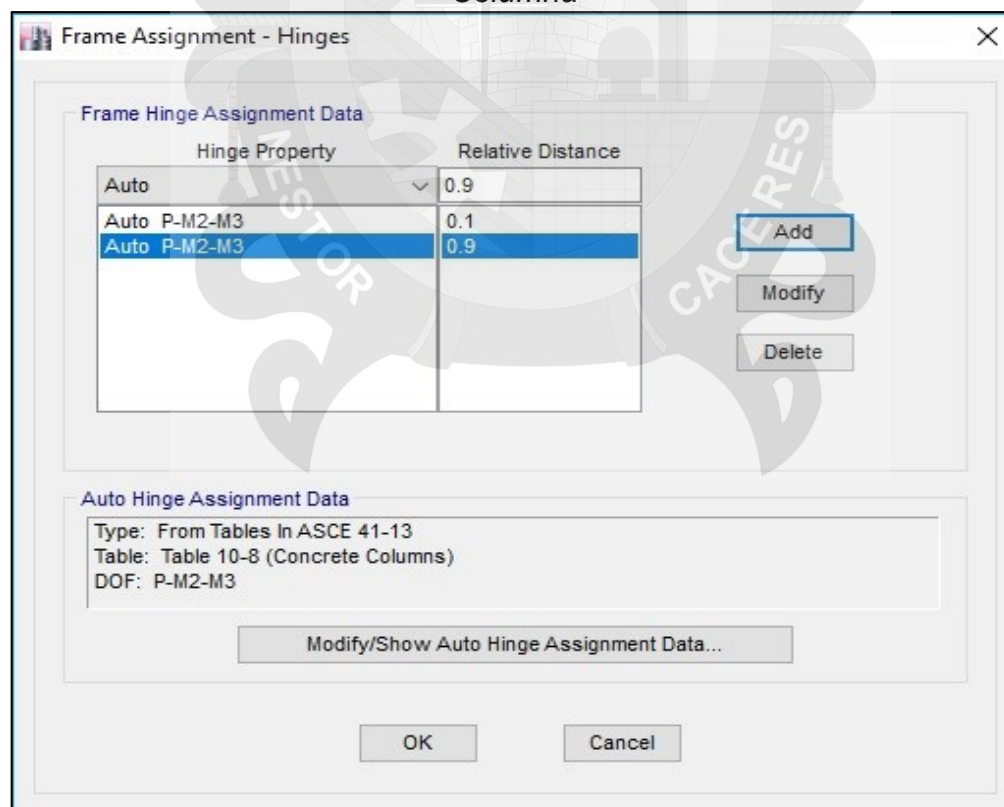
Figura 48: Asignación de rotulas plásticas en columnas



Fuente: (Elaboración propia)

A continuación, se presenta las rotulas asignadas tanto al inicio como al final de las columnas:

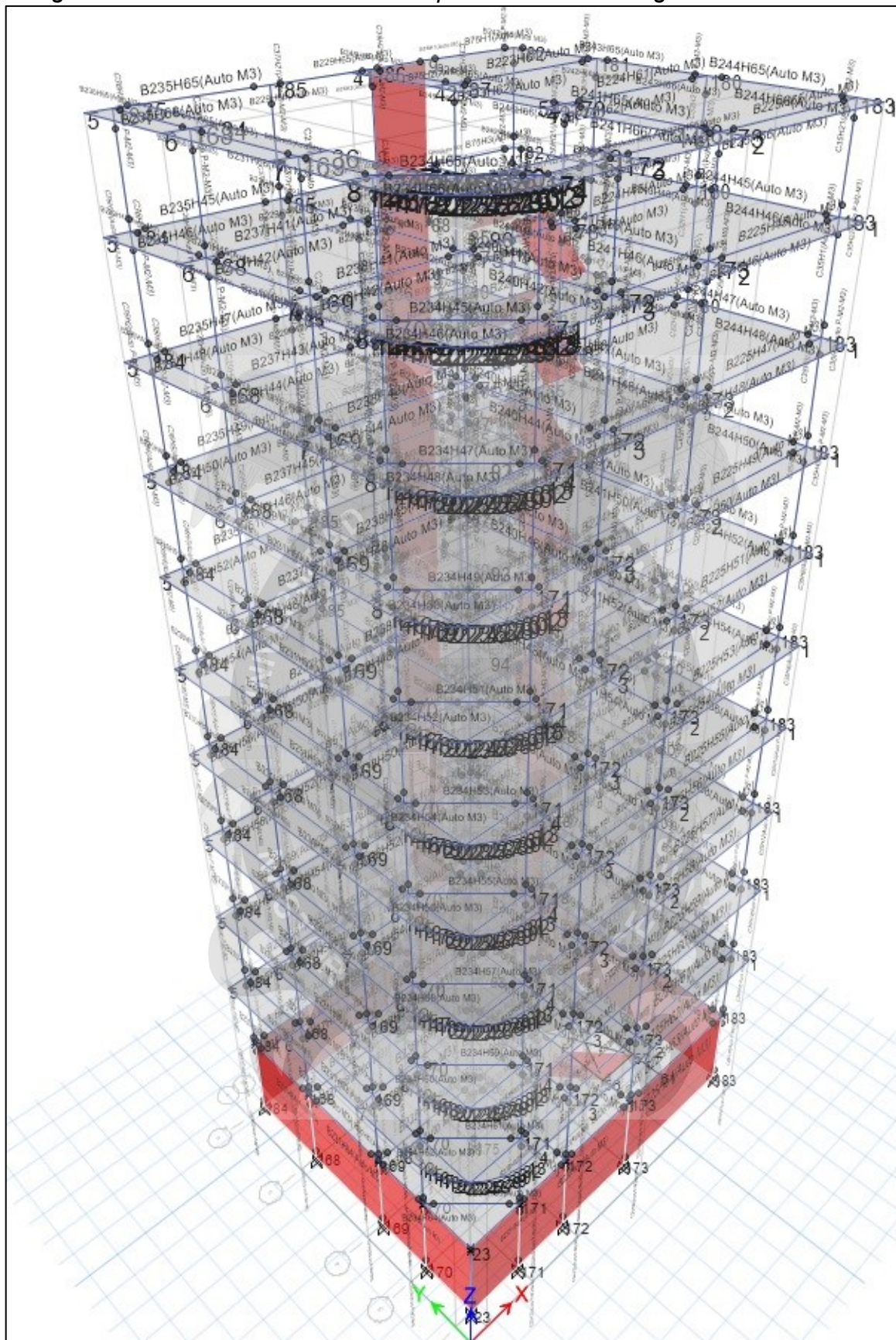
Figura 49: Asignación de rotulas plásticas al inicio y al final del elemento Columna



Hinge Property	Relative Distance
Auto	0.9
Auto P-M2-M3	0.1
Auto P-M2-M3	0.9

Fuente: (Elaboración propia)

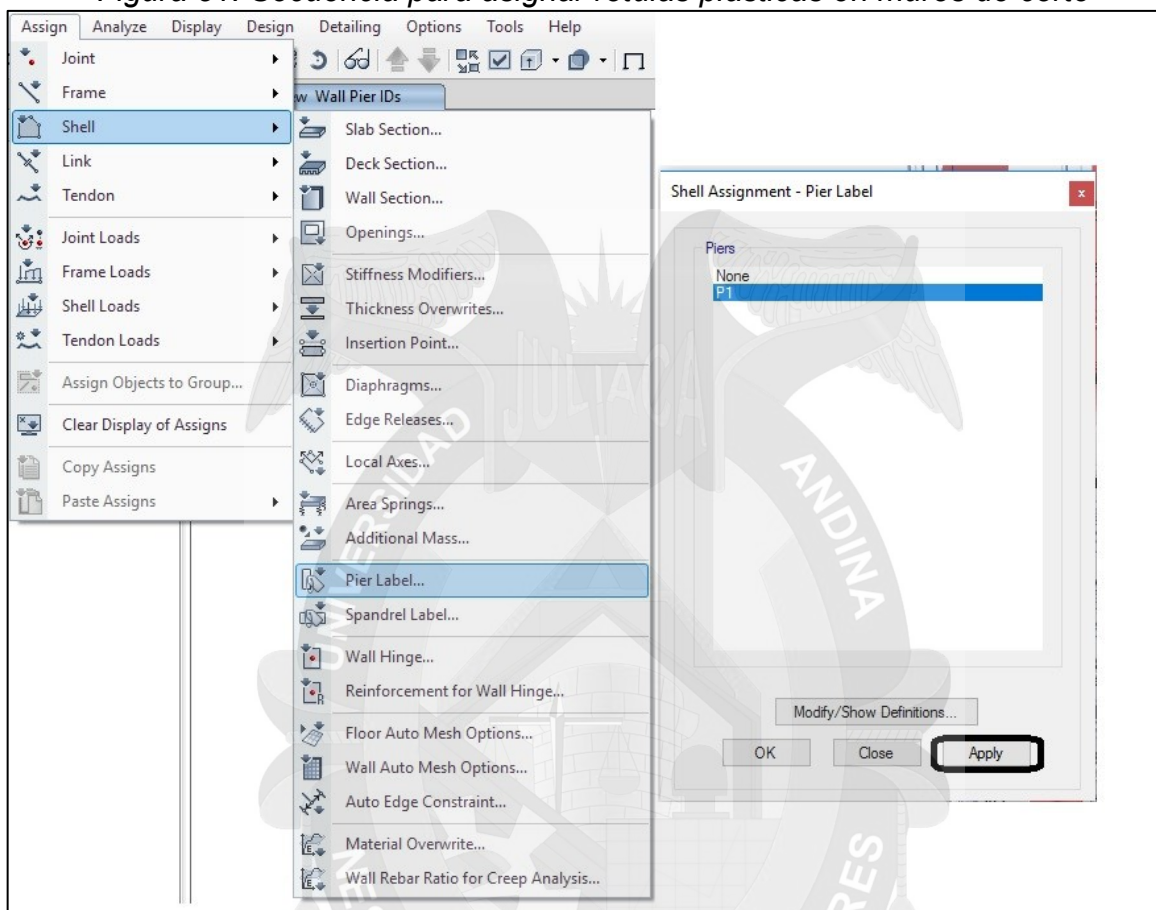
Figura 50: Vista en 3D de las rotulas plásticas tanto en vigas como en columnas



Fuente: (Elaboración propia)

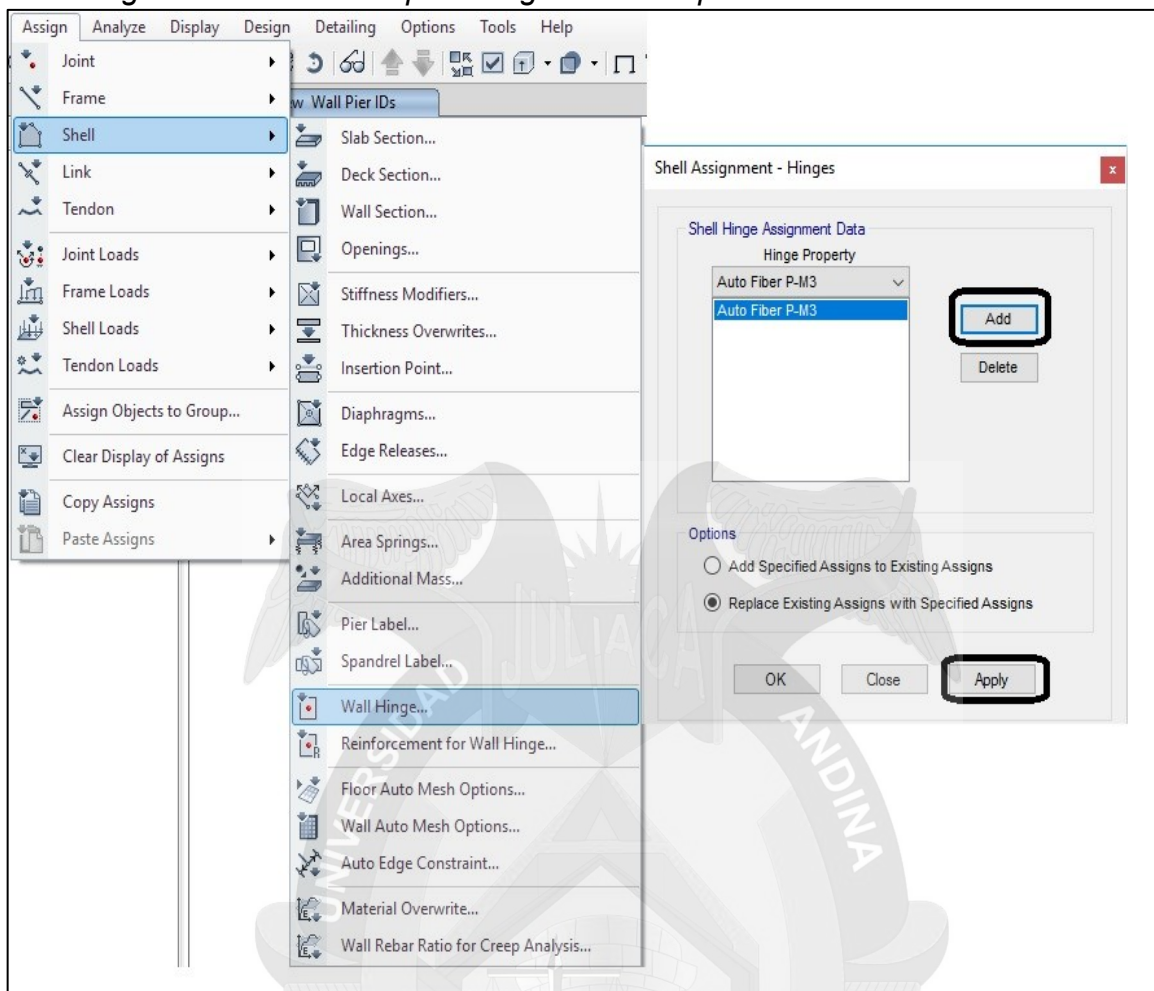
A continuación, describiremos los pasos para generar las rotulas plásticas para una placa de corte ya que nuestra edificación que se está evaluando cuenta con una placa, el primer paso es asignarle un "Pier label" es una etiqueta para identificar el muro de corté como en el caso de vigas y columnas seleccionamos los muros de corte.

Figura 51: Secuencia para asignar rotulas plásticas en muros de corte



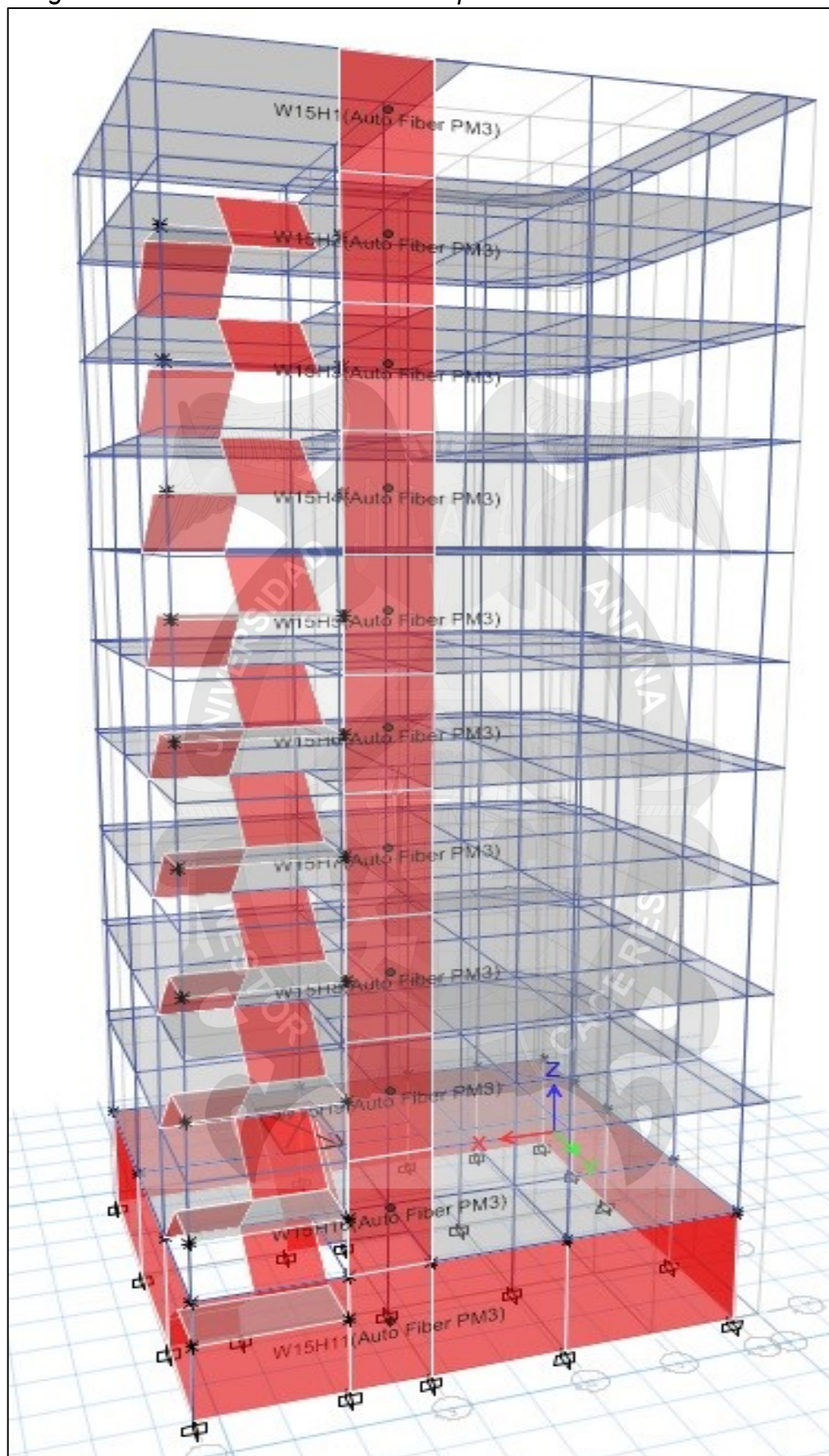
Fuente: (Elaboración propia)

Figura 52: Secuencia para asignar rotulas plásticas en muros de corte



Fuente: (Elaboración propia)

Figura 53: Vista en 3D de las rotulas plásticas en los muros de corte



Fuente: (Elaboración propia)

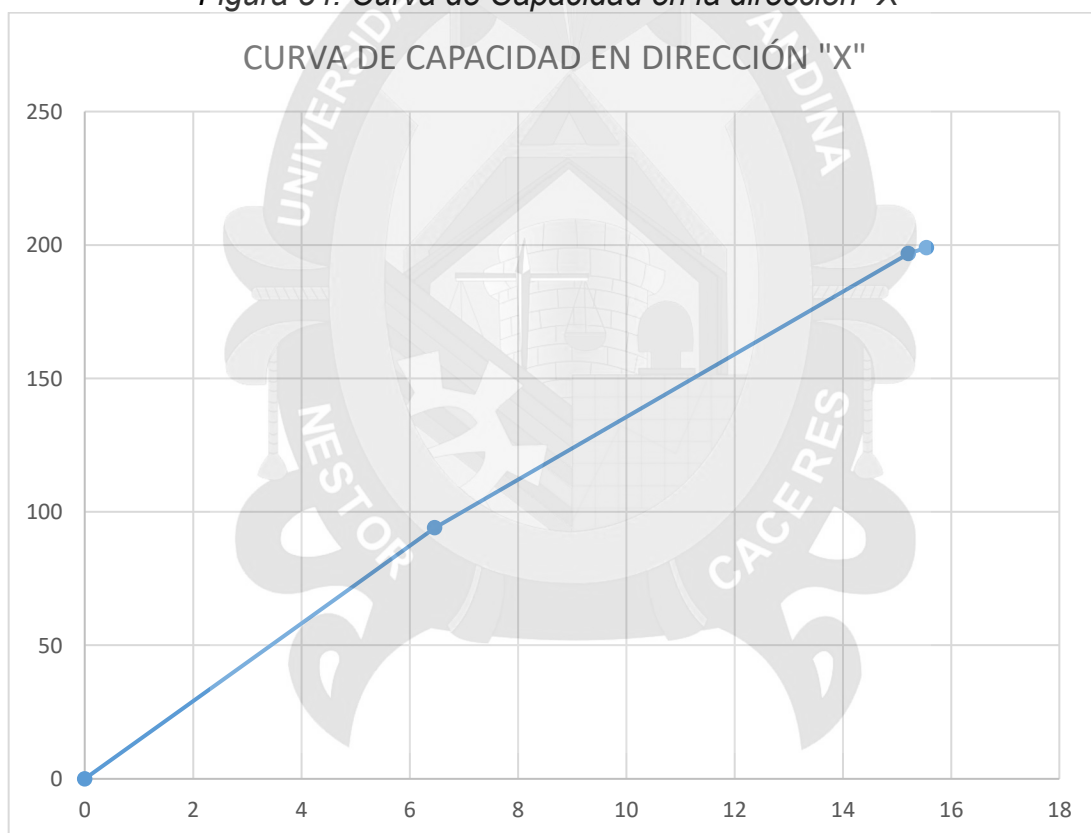
5.1.5 CURVA DE CAPACIDAD

Se analizó en las dos direcciones tanto en el eje X como en el Y a continuación se muestra la relación fuerza cortante en la base vs desplazamiento en el tope de la estructura para la curva de capacidad.

DIRECCIÓN "X"	
Δ techo (cm)	V (ton)
0	0
6.463048	93.9706
15.213626	196.6929
15.549195	199.0376

DIRECCIÓN "Y"	
Δ techo (cm)	V (ton)
0	0
5.280875	85.145
14.61605	219.9367
14.742647	221.1183
12.757954	182.214

Figura 54: Curva de Capacidad en la dirección "X"



Fuente: (Elaboración propia)

Figura 55: Curva de capacidad en la dirección "Y"

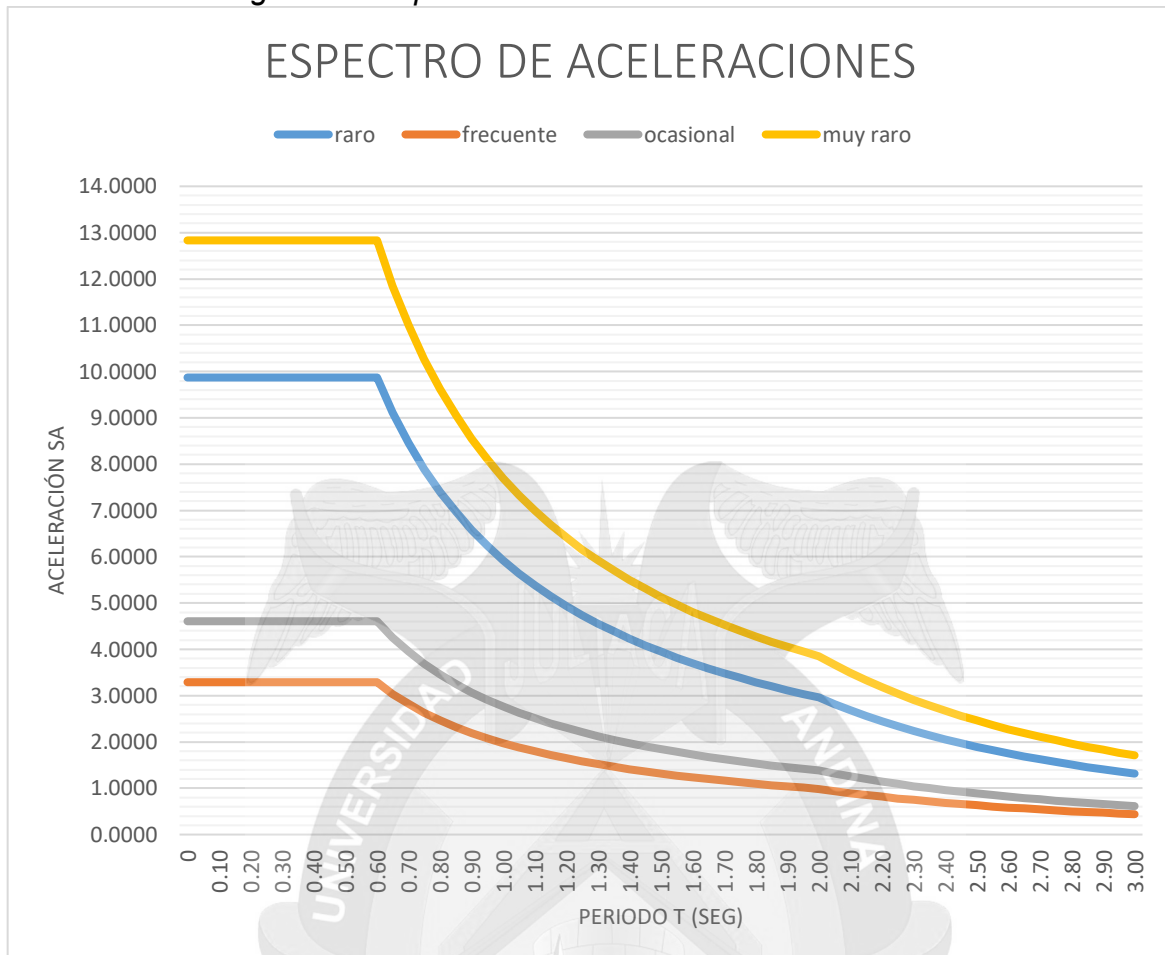


Fuente: (Elaboración propia)

5.1.6 ESPECTRO DE DEMANDA

El espectro de demanda base es el obtenido con los parámetros dispuestos en la Norma RNE E-030, que se encuentra en vigencia actualmente, a partir de ese espectro se obtiene los demás espectros de demanda como se detalló capítulos atrás a continuación se muestra los cuatro espectros de demanda en un solo grafico para hacer notar la diferencia entre ellos, así mismo cabe señalar que estos espectros se grafican sin coeficiente de reducción (R):

Figura 56: Espectros de diferentes niveles sísmicos



Fuente: (Elaboración propia)

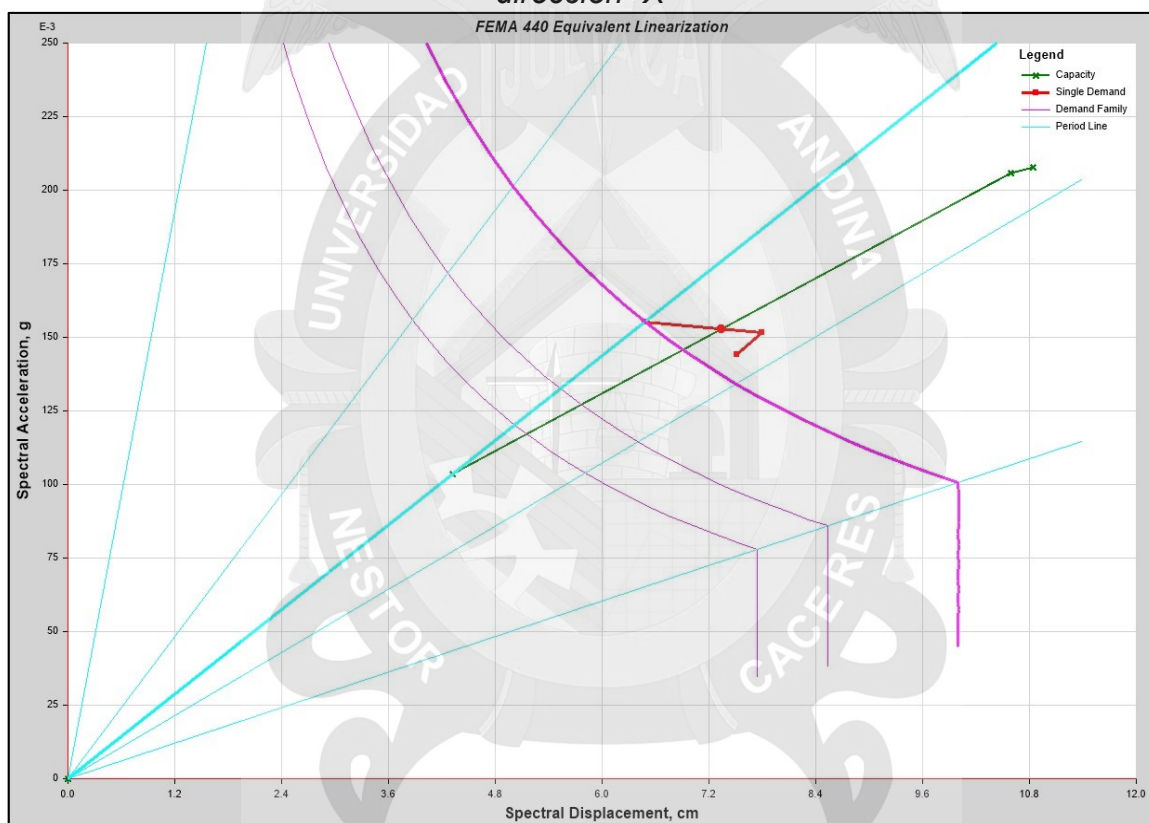
5.1.7 OBTENCIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA

Para la obtención del punto de desempeño se hace uso del método FEMA 440 (descrito en la sección 3.3.6.5) se obtuvieron los resultados a continuación mostrados en las figuras 55 Y 56 respectivamente para los análisis que se realizó tanto en la dirección "X" como en la dirección "Y", así mismo cabe señalar que la estructura en evaluación no cuenta con mucha capacidad

5.1.7.1 PUNTO DE DESEMPEÑO PARA UN SISMO FRECUENTE

PUNTO DE DESEMPEÑO SISMO FRECUENTE DIRECCIÓN "X"	
Cortante (Ton)	143.4686
Desplazamiento (cm)	10.679617
Sa (g)	0.152873
Sd (cm)	7.340764

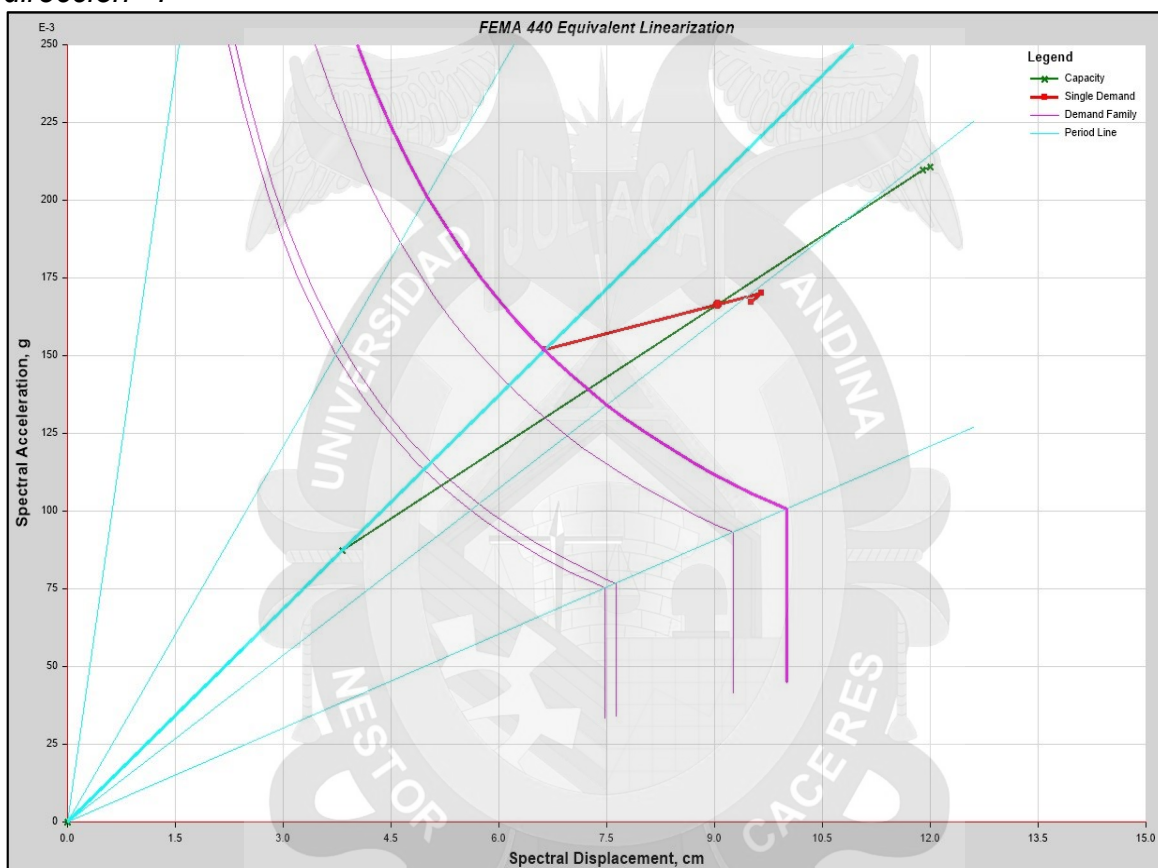
Figura 57: Ubicación del punto de desempeño en coordenadas espectrales en la dirección "X"



Fuente: (Elaboración propia)

PUNTO DE DESEMPEÑO SISMO FRECUENTE DIRECCIÓN "Y"	
Cortante (Ton)	172.2132
Desplazamiento (cm)	11.310895
Sa (g)	0.166502
Sd (cm)	9.033805

Figura 58: Ubicación del punto de desempeño en coordenadas espectrales en la dirección "Y"

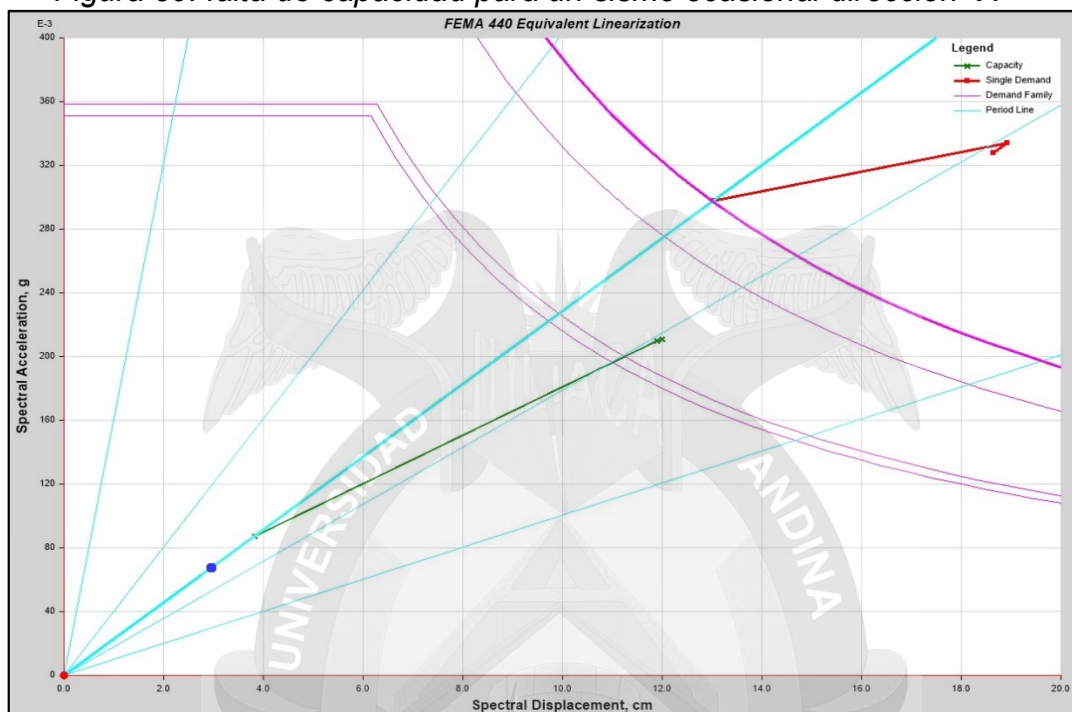


Fuente: (Elaboración propia)

5.1.7.2 PUNTO DE DESEMPEÑO PARA UN SISMO OCASIONAL

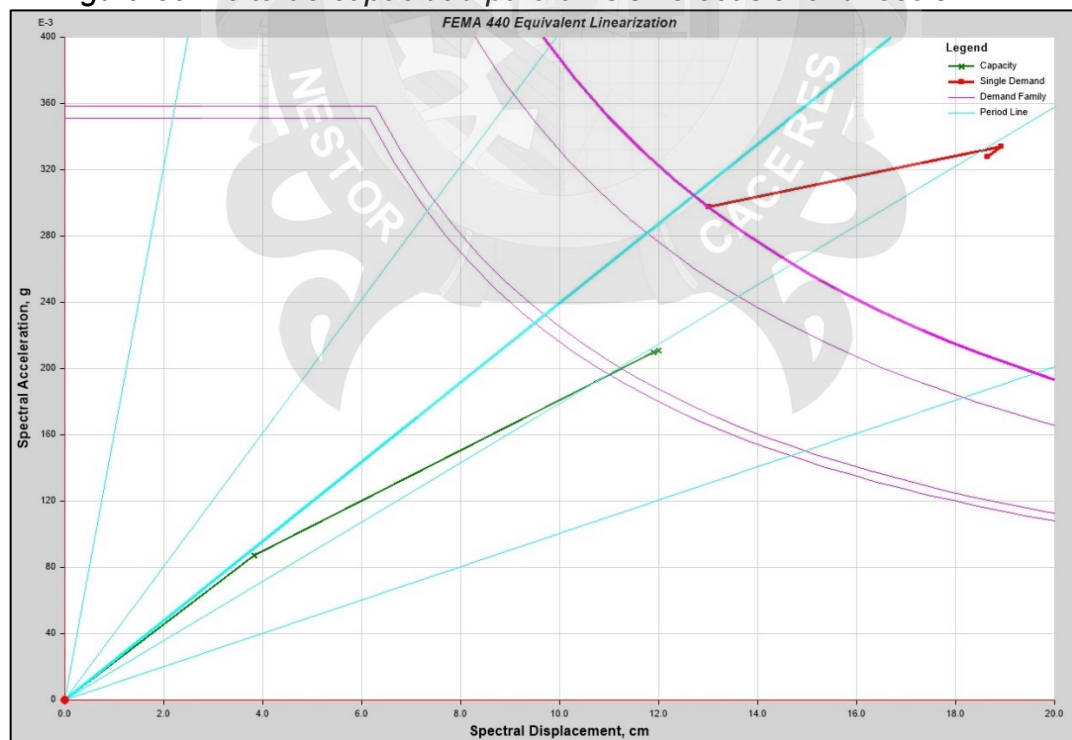
La edificación en evaluación notamos que ya no cuenta con capacidad para un sismo de tipo ocasional como se muestra en la figura, la curva de capacidad ya no llega a tener intersección con el espectro de demanda, y con los otros sismos pues llega a suceder lo mismo.

Figura 59: falta de capacidad para un sismo ocasional dirección "X"



Fuente: (Elaboración propia)

Figura 60: Falta de capacidad para un sismo ocasional dirección "Y"



Fuente: (Elaboración propia)

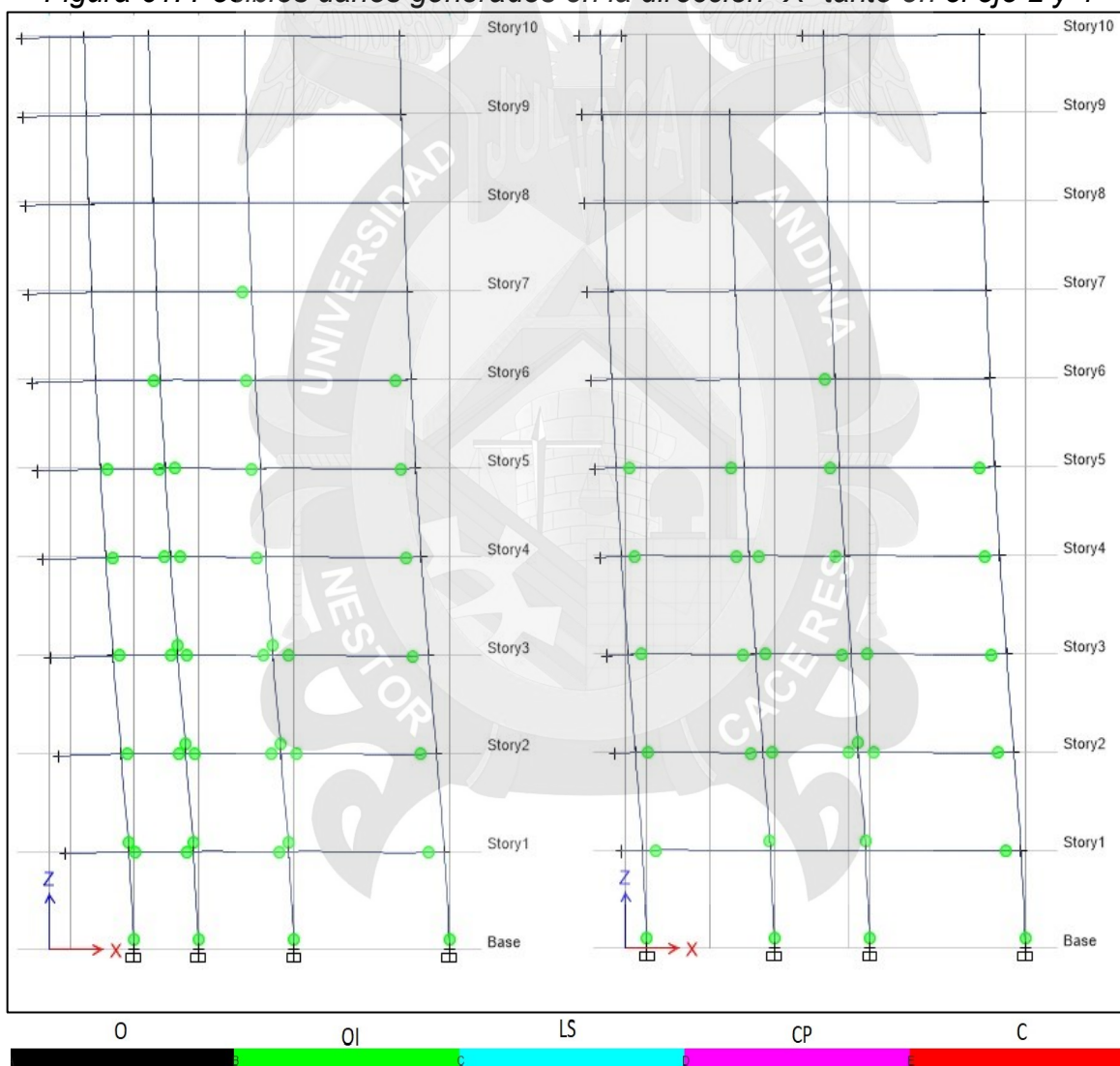
5.1.8 LOCALIZACIÓN Y SECUENCIA DEL POSIBLE DAÑO EN LA ESTRUCTURA

Para tener una apreciación general del posible daño que podría tener la estructura en evaluación mostraremos la formación de rotulas plásticas en cada dirección analizada:

5.1.8.1 ROTULAS PLÁSTICAS EN LA DIRECCIÓN "X"

Se puede observar que el análisis en este sentido, en el eje 2 y 4 se forman rotulas plásticas tanto en vigas como en columnas sobre todo en los primeros niveles de la estructura.

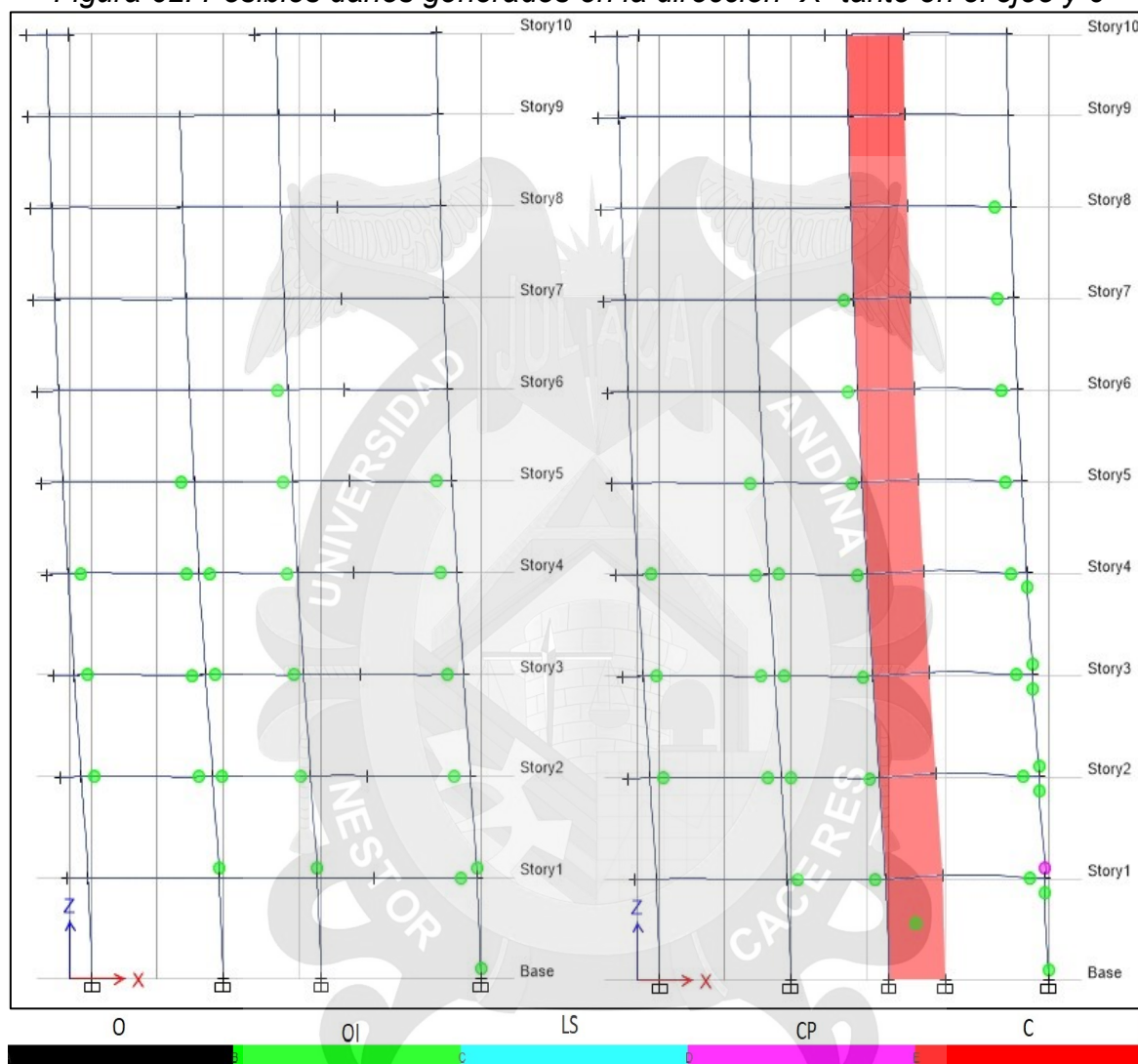
Figura 61: Posibles daños generados en la dirección "X" tanto en el eje 2 y 4



Fuente: (Elaboración propia)

En el eje 5 de igual manera se observa que se generan rotulas plásticas tanto en columnas como en las vigas, en el eje 6 donde está ubicado el muro de corte podemos notar que ya incluso llega a generar una rotula plástica en el muro de corte que es parte del ascensor del primer nivel de la estructura; y también se puede observar que una columna del eje 6 ya llega a tener un comportamiento cerca al colapso.

Figura 62: Posibles daños generados en la dirección "X" tanto en el eje5 y 6

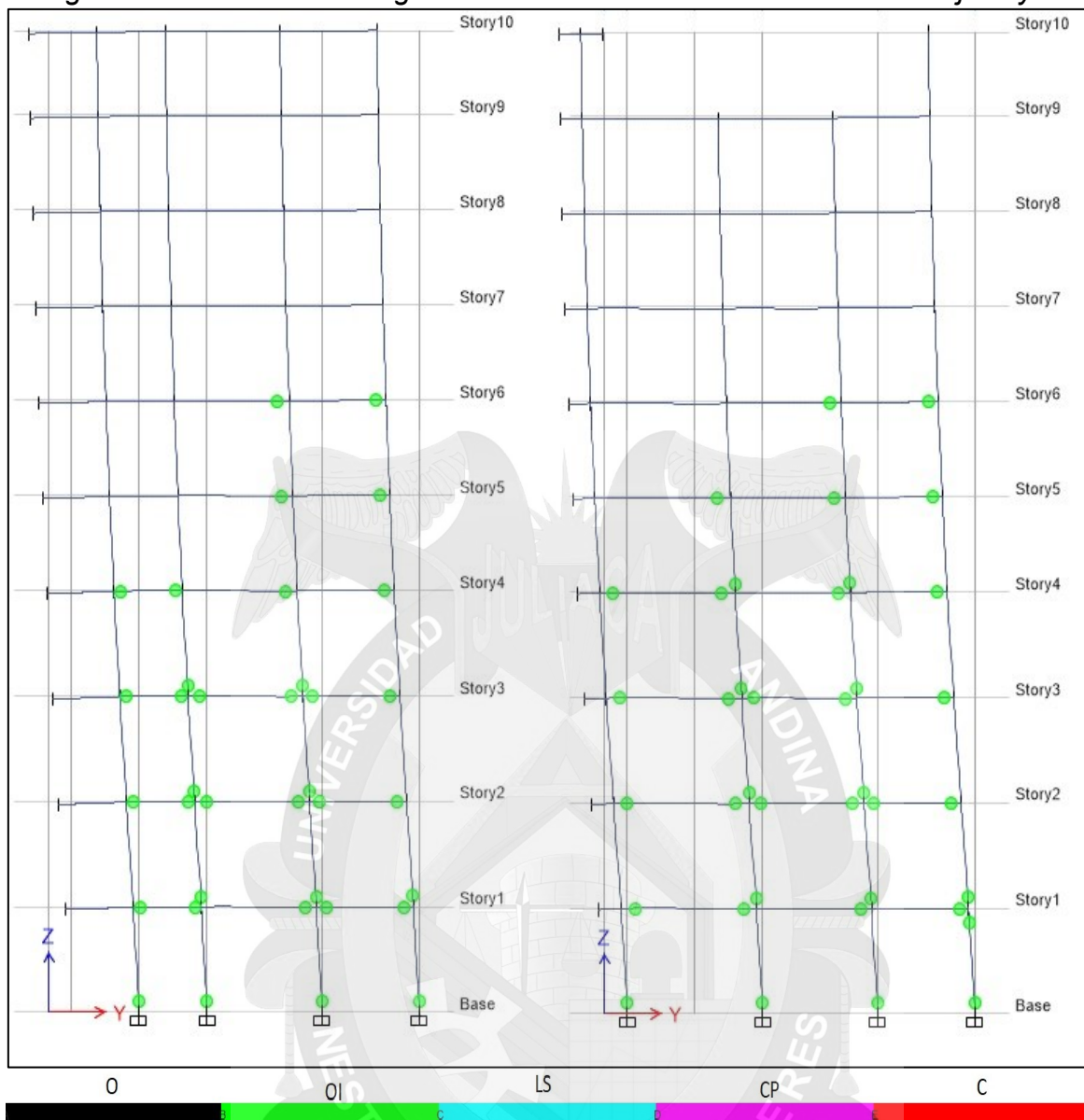


Fuente: (Elaboración propia)

5.1.8.2 ROTULAS PLÁSTICAS EN LA DIRECCIÓN "Y"

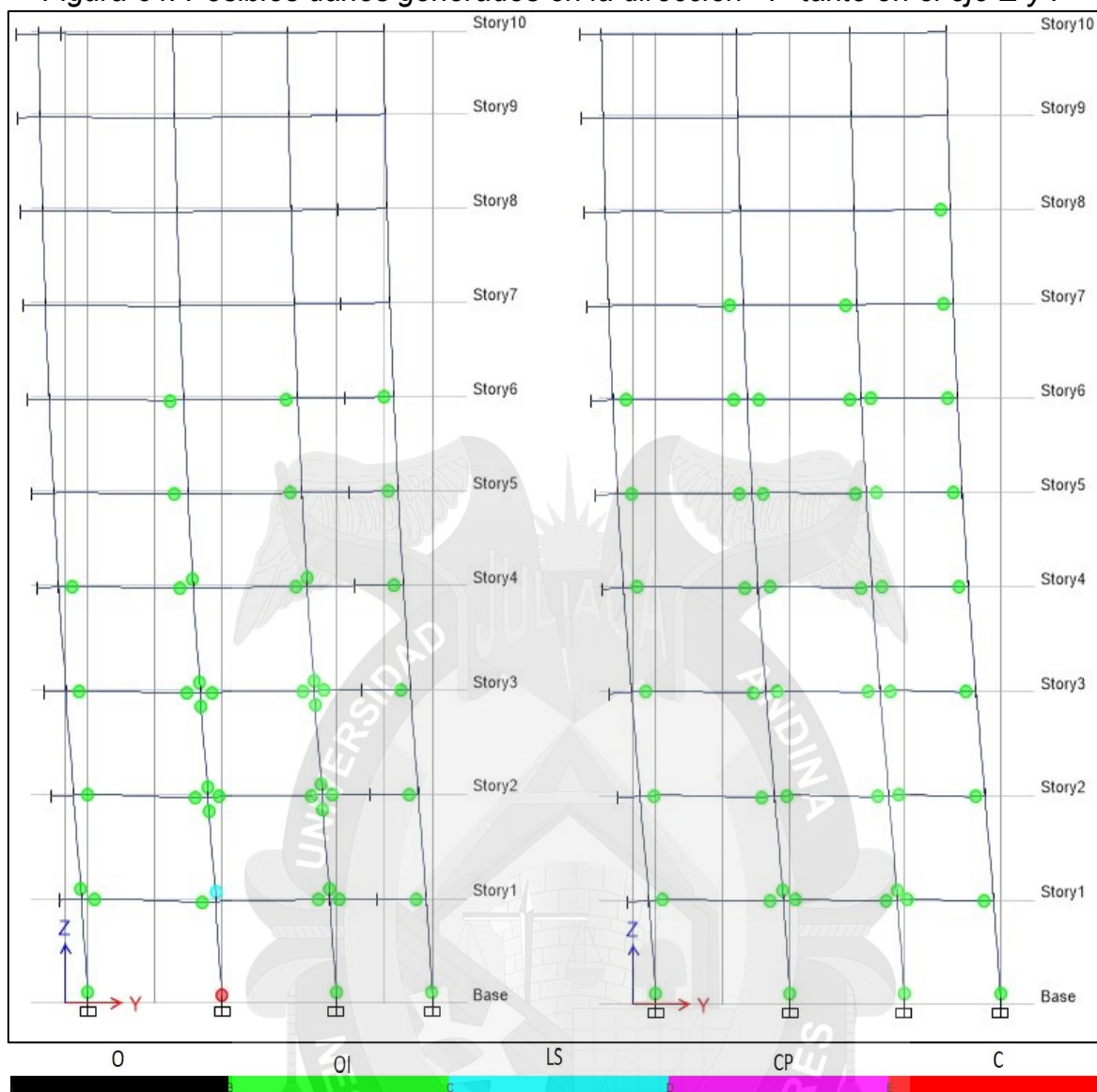
En la dirección "Y" en los ejes B y D también podemos visualizar como se genera las rotulas plásticas en los elementos estructurales tanto en vigas como en las columnas como en el sentido "X" podemos observar que los niveles inferiores son más vulnerables a sufrir daños.

Figura 63: Posibles daños generados en la dirección "Y" tanto en el eje B y D



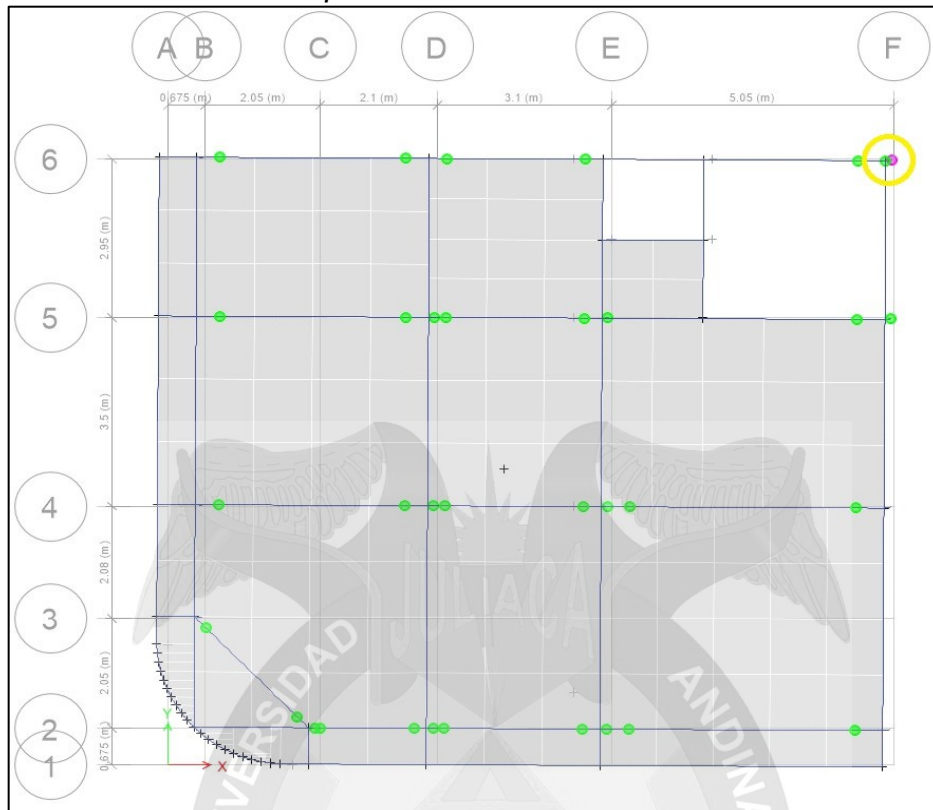
En el eje E de igual manera podemos observar cómo se generan los daños en los elementos estructurales; Principalmente se puede observar que una columna perteneciente a este eje pues ya colapsa, motivo por el cual la estructura pues ya pierde toda la capacidad de disipar una energía externa como es en el caso del sismo.

Figura 64: Posibles daños generados en la dirección "Y" tanto en el eje E y F



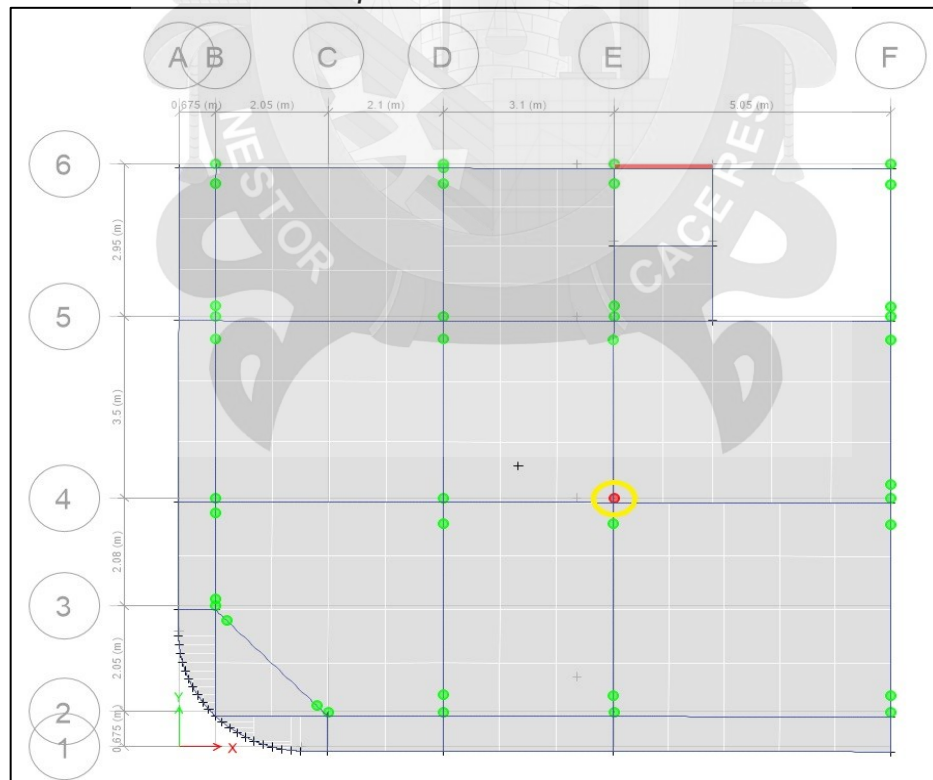
Fuente: (Elaboración propia)

Figura 65: ubicación de los elemento estructural que llega al colapso en la dirección "X"



Fuente: (Elaboración propia)

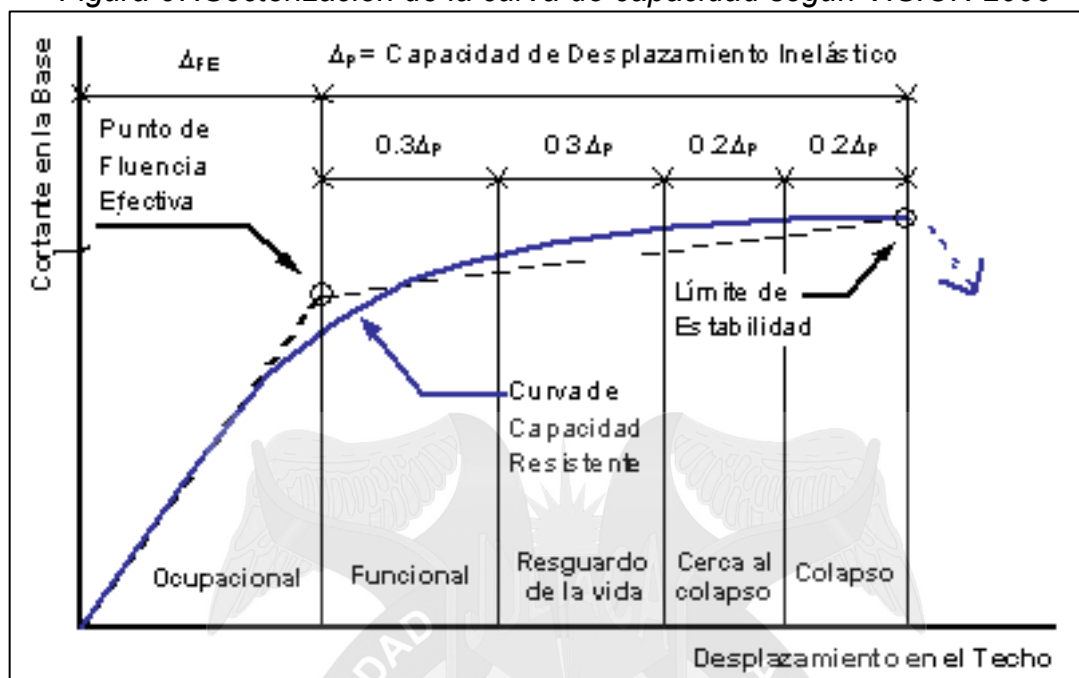
Figura 66: Ubicación del elemento estructural que llega al colapso en la dirección "Y"



Fuente: (Elaboración propia)

5.1.9 SECTORIZACIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD SEGÚN VISIÓN 2000

Figura 67: Sectorización de la curva de capacidad según VISIÓN 2000



Fuente (Borda, M & Pastor, A. 2007)

5.1.9.1 APLICACIÓN DE LA SECTORIZACIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD SEGÚN VISIÓN 2000

PUNTO DE DESEMPEÑO SISMO FRECUENTE DIRECCIÓN "X"	
Cortante (Ton)	143.4686
Desplazamiento (cm)	10.679617
Sa (g)	0.152873
Sd (cm)	7.340764
Dy	6.463048
Vy	93.9706

PUNTO DE DESEMPEÑO SISMO FRECUENTE DIRECCIÓN "Y"	
Cortante (Ton)	172.2132
Desplazamiento (cm)	11.310895
Sa (g)	0.166502
Sd (cm)	9.033805
Dy	5.280875
Vy	85.145

Figura 68: Sectorización de la curva de capacidad dirección "X"

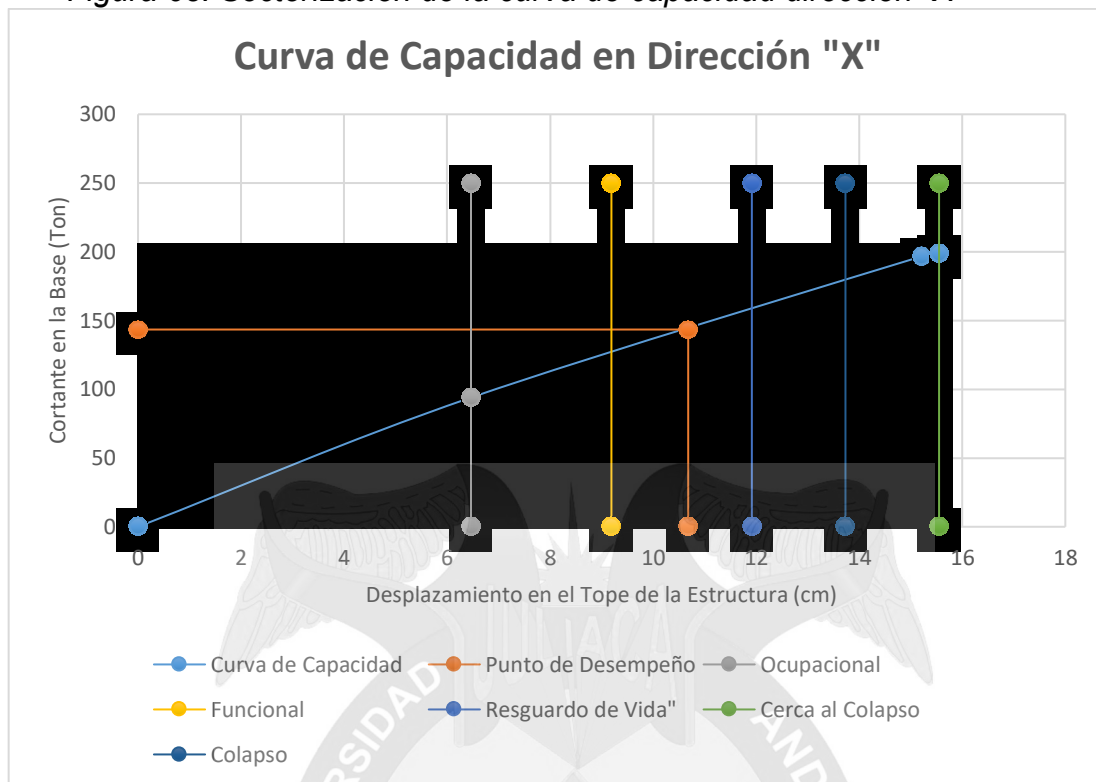
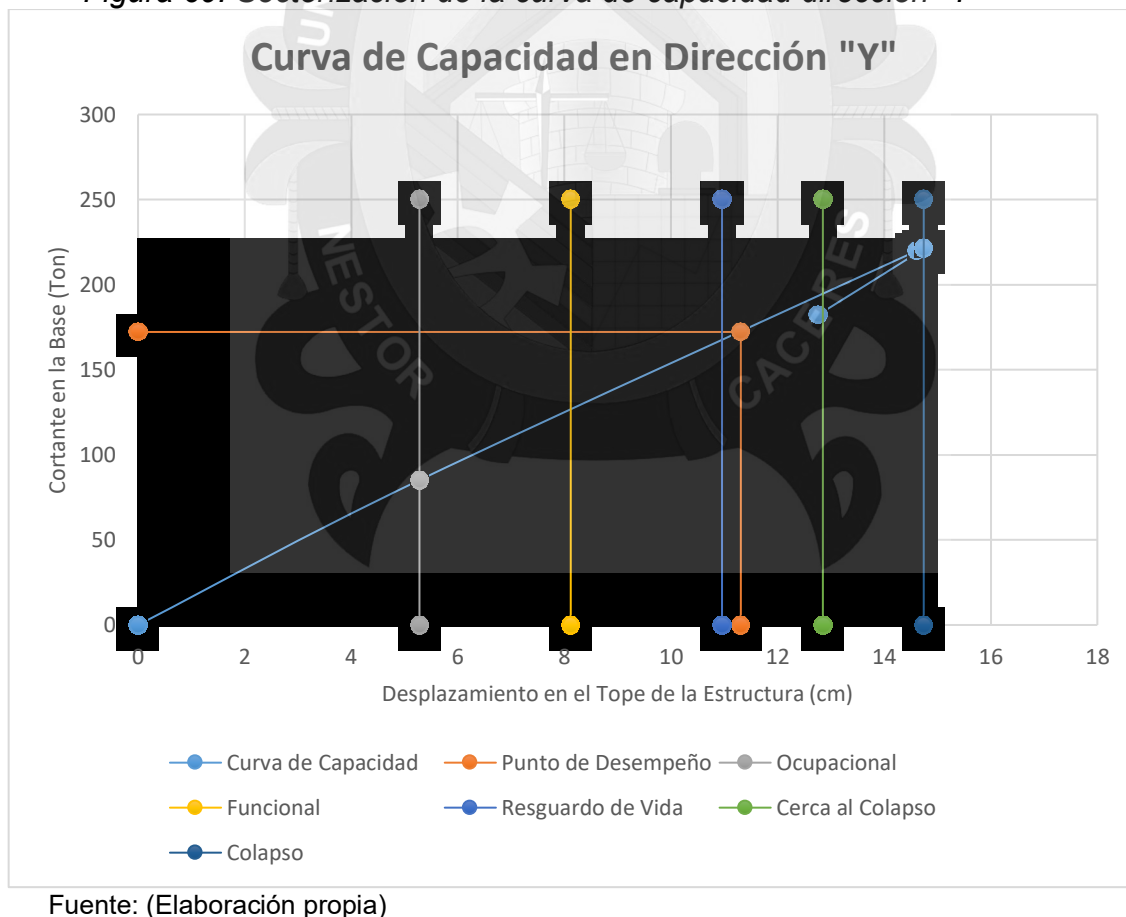


Figura 69: Sectorización de la curva de capacidad dirección "Y"



CAPITULO VI

ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

6.1 RESULTADOS DE ANÁLISIS SÍSMICO.

El análisis sísmico de estructuras es una filosofía que se encuentra dentro del campo del Análisis Estructural y tiene como finalidad realizar una apreciación de la respuesta de una estructura ante un evento sísmico. En un principio las respuestas donde se enfocaban los estudios de la ingeniería estructural estaban basadas en resistencia, pero este criterio ha evolucionado y actualmente nos interesan las que se encuentran basadas en desplazamientos, los que dañan a las estructuras.

Para el presente trabajo de investigación se realizó basándonos en nuestra actual RNE E-030 2016 de sismorresistencia, donde se obtuvo todos los parámetros para realizar la evaluación correspondiente a la edificación existente de concreto armado ubicado en la ciudad de Juliaca, a continuación, el cuadro de resumen de todos los parámetros obtenidos.

Tabla 25: Resumen de los parámetros para la evaluación según NTE E-030 2016

RESUMEN DE LOS PARÁMETROS SISMORRESISTENTE SEGÚN E- 030 NTE		
FACTOR	DESCRIPCIÓN	VALOR
Factor de zona Z	Edificación ubicada en la ciudad de Juliaca Dto. de Puno	0.35
Factor de suelo S	El suelo de cimentación del edificio corresponde a un suelo intermedio	1.15
Periodo TP	Periodo que define la plataforma del factor C	0.6
Periodo TL	Periodo que define el inicio de la zona del factor C	2
Periodo T	Periodo Fundamental de la edificación	1.115
Factor de uso U	Edificación común tales como restaurantes hoteles	1
Factor de amplificación sísmica Cx	Según el periodo	2.5
Factor de amplificación sísmica Cy	Según el periodo	2.5
Factor de reducción de fuerza Rx	Estructura aporticado según sentido	8
Factor de reducción de fuerzas Ry	Estructura aporticado según sentido	8
Factor afectado por irregularidad Rx	$I_a = 1$; $I_p = 0.75$	6
Factor afectado por irregularidad Ry	$I_a = 0.75$; $I_p = 1$	6

Fuente: (Elaboración propia)

6.1.1 ANÁLISIS ESTÁTICO.

Podemos apreciar en la tabla N° 25 la fuerza cortante máxima de entre piso en el primer nivel es de 226.14 ton. esto nos indica que para el diseño estructural para cada una de las direcciones se debió considerar el 80 % de este valor calculado si la estructura fuera regular y no menor del 90 % de esta fuerza calculado para estructuras irregulares como lo indica la RNE E-030 2016, en su numeral 4.6.4 "Fuerza Cortante Mínima".

La estructura en evaluación trata de una estructura irregular como ya se demostró en el capítulo IV del presente trabajo de investigación, es así que la fuerza para el diseño estructural en cada dirección se debió de considerar el siguiente valor:

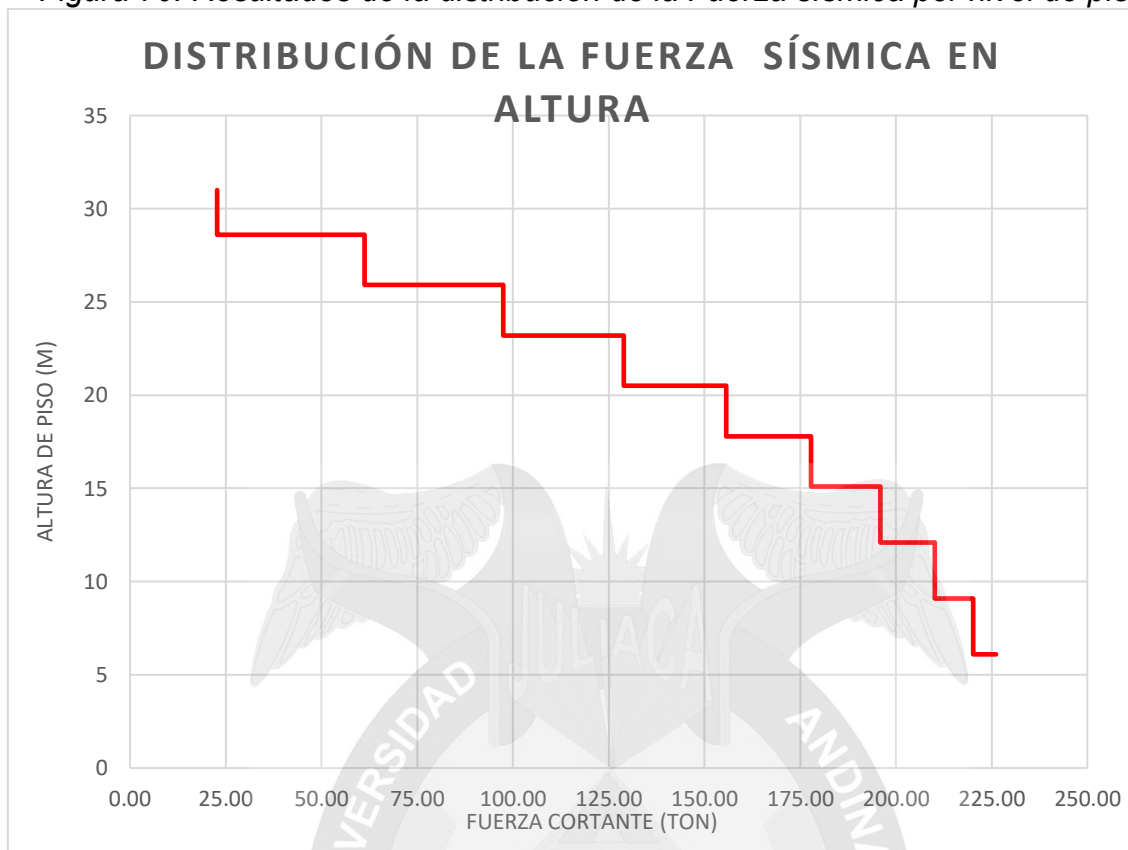
$$V_b = 226.14 * (90 \% / 100) = 203.526 \text{ ton.}$$

Tabla 26: Resultados de la fuerza sísmica por nivel de piso

DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA SÍSMICA EN ALTURA									
NIVEL	PESO POR NIVELES (Ton)	DE PISO (m)	Pi x hi (Ton - m)	Fx (Ton)	Fy (Ton)	Vx (ton)	Vy (ton)	(Fx*ex) (Ton-m)	(Fy*ey) (Ton-m)
AZOTEA 2	67.6929	31	2098.48	22.74	22.74	22.74	22.74	54.5799	54.5799
AZOTEA 1	119.0272	28.6	3404.18	38.49	38.49	61.23	61.23	217.3941	217.3941
PISO 8	123.9999	25.9	3211.60	36.27	36.27	97.51	97.51	478.4451	478.4451
PISO 7	123.9998	23.2	2876.80	31.41	31.41	128.91	128.91	824.5945	824.5945
PISO 6	123.9999	20.5	2542.00	26.72	26.72	155.63	155.63	1243.165	1243.1652
PISO 5	123.9999	17.8	2207.20	22.21	22.21	177.84	177.84	1721.983	1721.9833
PISO 4	126.2647	15.1	1906.60	18.08	18.08	195.93	195.93	2308.526	2308.5257
PISO 3	131.2374	12.1	1587.97	14.19	14.19	210.12	210.12	2937.955	2937.9551
PISO 2	134.5525	9.1	1224.43	10.03	10.03	220.14	220.14	3597.747	3597.7472
PISO 1	135.6376	6.1	827.39	6.00	6.00	226.14	226.14	4275.787	4275.7866

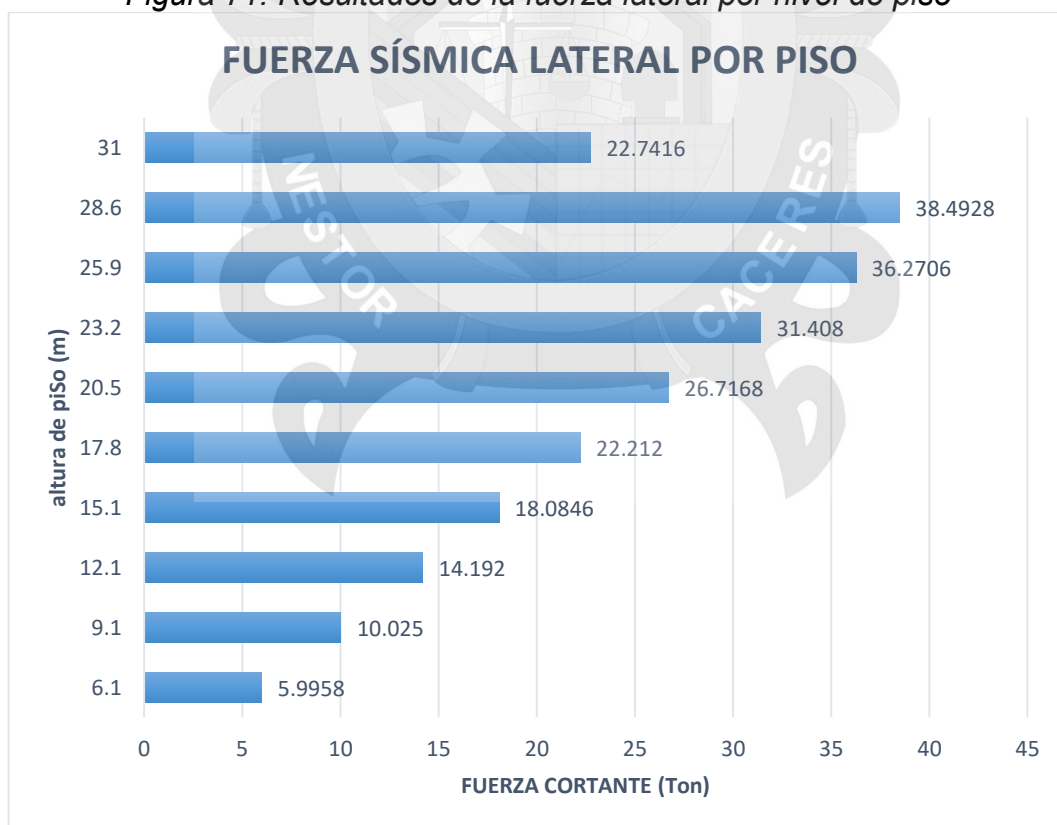
Fuente: (Elaboración propia)

Figura 70: Resultados de la distribución de la Fuerza sísmica por nivel de piso



Fuente: (Elaboración propia)

Figura 71: Resultados de la fuerza lateral por nivel de piso



Fuente: (Elaboración propia)

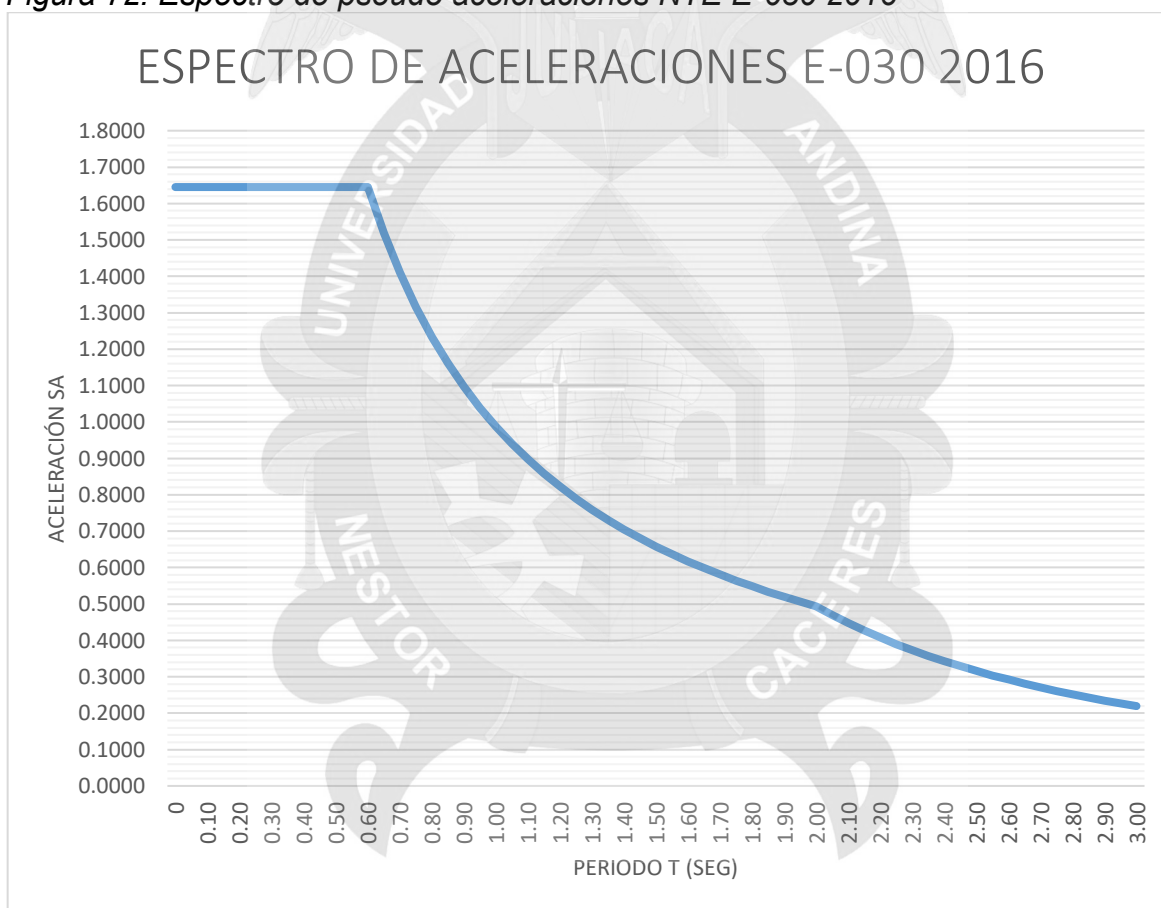
6.1.2 ANÁLISIS DINÁMICO.

Para este tipo de análisis también se basó en la NTE E-030 2016, en el numeral 4.6 "Análisis Dinámico Modal Espectral", para lo cual se creó a base de los parámetros especificados un espectro inelástico de Pseudo aceleraciones que está definido por:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} * g$$

Donde se pudo crear la siguiente gráfica:

Figura 72: Espectro de pseudo aceleraciones NTE E-030 2016



Fuente: (Elaboración propia)

Los resultados obtenidos se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 27: Resultados de derivas inelásticas sentido "X-X"

ANÁLISIS EN LA DIRECCIÓN X-X					
NIVELES	altura de Piso = h (m)	DERIVAS DE ENTREPISO ELASTICO	R = 6	DERIVAS DE ENTREPISO	VERIFICACIÓN SEGÚN NORMA E-030
AZOTEA 2	2.4	0.00069	6	0.0041	OK
AZOTEA 1	2.7	0.00094	6	0.0056	OK
PISO 8	2.7	0.00110	6	0.0066	OK
PISO 7	2.7	0.00122	6	0.0073	NO CUMPLE
PISO 6	2.7	0.00129	6	0.0077	NO CUMPLE
PISO 5	2.7	0.00134	6	0.0080	NO CUMPLE
PISO 4	3	0.00147	6	0.0088	NO CUMPLE
PISO 3	3	0.00149	6	0.0089	NO CUMPLE
PISO 2	3	0.00140	6	0.0084	NO CUMPLE
PISO 1	3	0.00097	6	0.0058	OK

Fuente: (Elaboración propia)

Tabla 28: Resultados de derivas inelásticas sentido "Y-Y"

ANÁLISIS EN LA DIRECCIÓN Y-Y					
NIVELES	altura de Piso = h (m)	DERIVAS DE ENTREPISO ELASTICO	R = 6	DERIVAS DE ENTREPISO	VERIFICACIÓN SEGÚN NORMA E-030
AZOTEA 2	2.4	0.00060	6	0.0036	OK
AZOTEA 1	2.7	0.00078	6	0.0047	OK
PISO 8	2.7	0.00100	6	0.0060	OK
PISO 7	2.7	0.00118	6	0.0071	NO CUMPLE
PISO 6	2.7	0.00132	6	0.0079	NO CUMPLE
PISO 5	2.7	0.00144	6	0.0087	NO CUMPLE
PISO 4	3	0.00166	6	0.0099	NO CUMPLE
PISO 3	3	0.00172	6	0.0103	NO CUMPLE
PISO 2	3	0.00167	6	0.0100	NO CUMPLE
PISO 1	3	0.00118	6	0.0071	NO CUMPLE

Fuente: (Elaboración propia)

Analizando los resultados del análisis dinámico para la evaluación de la edificación objeto de estudio del presente trabajo de investigación, podemos deducir que las distorsiones (derivas) obtenidas están por encima de rango que nos estipula la RNE E-030 2016,

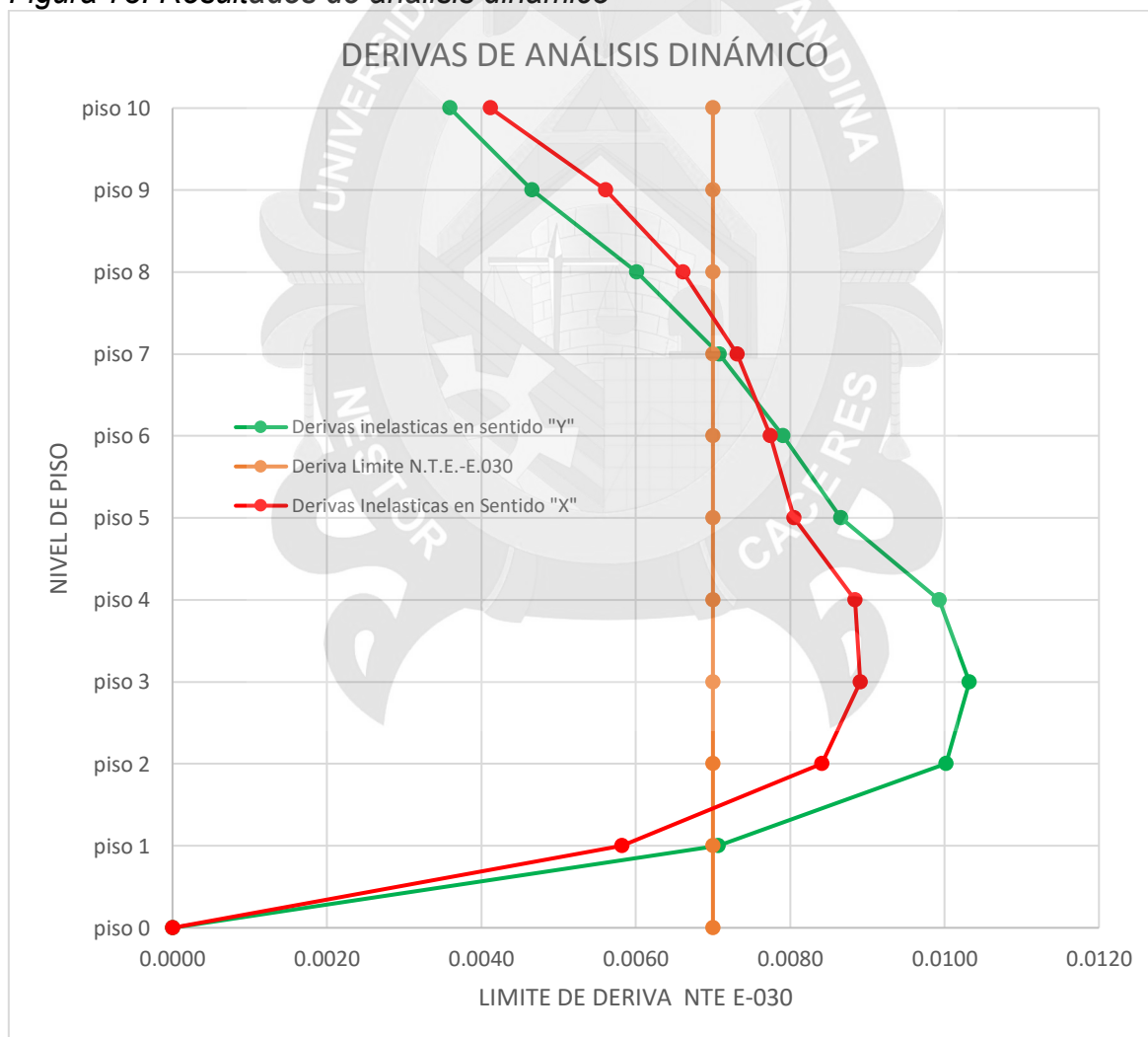
Tabla 29: Limite para la distorsión de entrepiso

Tabla N° 11 LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Fuente: (Norma E 0.30 NTE, 2016)

A continuación, mostraremos en el siguiente grafico las distorsiones obtenidas con el análisis dinámico.

Figura 73: Resultados de análisis dinámico



Fuente: (Elaboración propia)

6.2 RESULTADOS DE ANÁLISIS POR EL MÉTODO DE DESEMPEÑO

El método basado en el desempeño consiste en realizar una evaluación del desplazamiento máximo y el punto de desempeño, para ello obtener en primera instancia la curva de capacidad a través de un análisis estático no lineal o llamado también PUSHOVER, donde nos permitir apreciar la capacidad, resistencia y deformación de una estructura bajo una distribución de fuerzas laterales induciendo a la estructura hasta el colapso, evaluando el máximo desplazamiento, por medio de la intersección entre la curva de capacidad y el espectro de demanda.

6.2.1 OBTENCIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD

DIRECCIÓN "X-X"	
Δ techo (cm)	V (ton)
0	0
6.463048	93.9706
15.213626	196.6929
15.549195	199.0376

DIRECCIÓN "Y-Y"	
Δ techo (cm)	V (ton)
0	0
5.280875	85.145
14.61605	219.9367
14.742647	221.1183
12.757954	182.214

Figura 74: Resultado de la curva de capacidad en dirección "X-X"



Fuente: (Elaboración propia)

Figura 75: Resultado de la curva de capacidad en dirección "Y-Y"

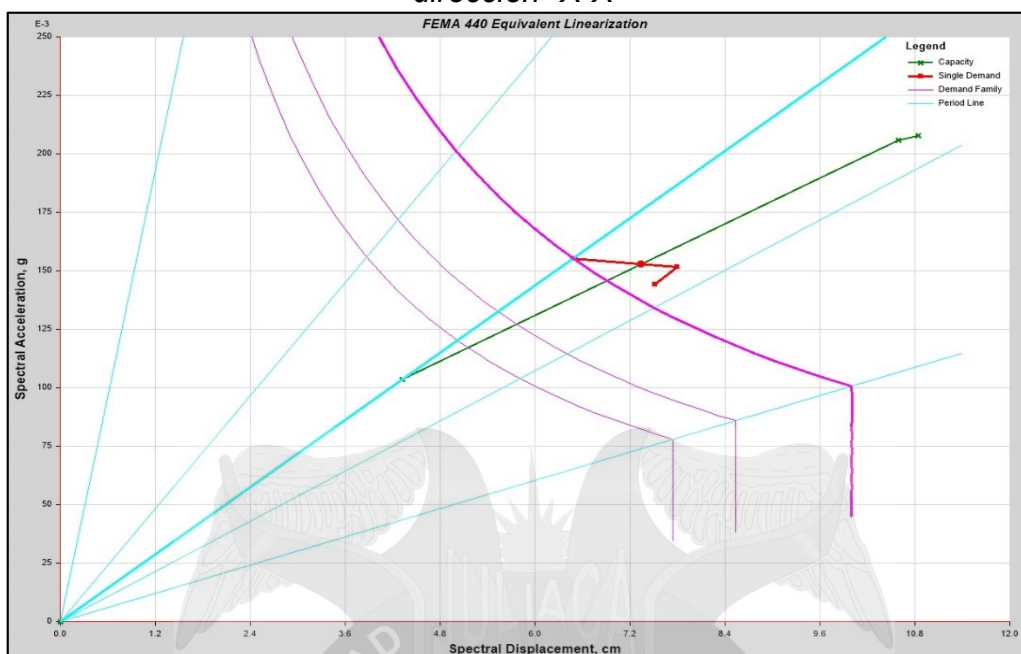
Fuente: (Elaboración propia)

De estos resultados podemos deducir que la estructura pues no cuenta con mucha capacidad sobre todo en la dirección "Y-Y" donde podemos apreciar que es la dirección más vulnerable de la edificación en evaluación, siendo esta dirección en llegar primero al colapso y por ende a la pérdida de la capacidad total de la estructura, con un desplazamiento de **14.742647 cm** y un cortante de **221.1183 ton**; Cabe recalcar que la fuerza para el análisis en cada dirección que se debió considerar para el diseño sísmico era de **203.526 ton**, esto significa que la edificación con un diseño óptimo debió mantener por lo menos el objetivo de seguridad de vida y no entrar en rango de colapso con esa fuerza cortante.

6.2.2 OBTENCIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA

De estos resultados obtenidos podemos notar que en punto de desempeño se encuentra en la intersección de una cortante de **143.46.86 ton** y con desplazamiento de **10.679617 cm**.

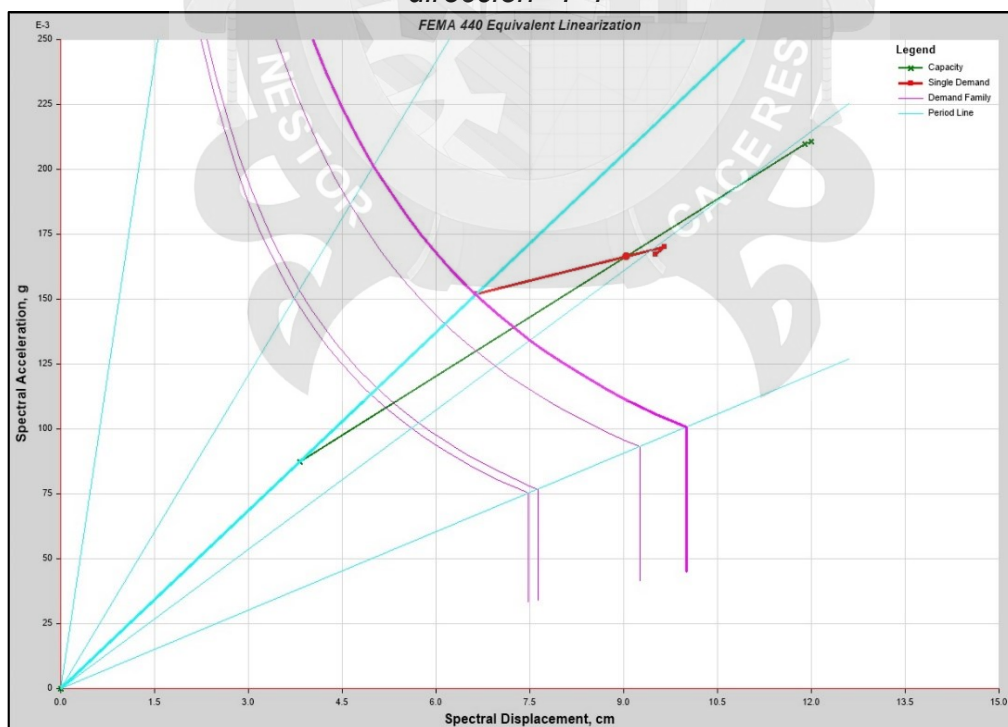
Figura 76: Resultado del punto de desempeño en coordenadas espectrales en la dirección "X-X"



Fuente: (Elaboración propia)

Así mismo en esta dirección también notamos de los resultados obtenidos el punto de desempeño se encuentra en la intersección de una cortante de **172.2132 ton** y con desplazamiento de **11.310895 cm**.

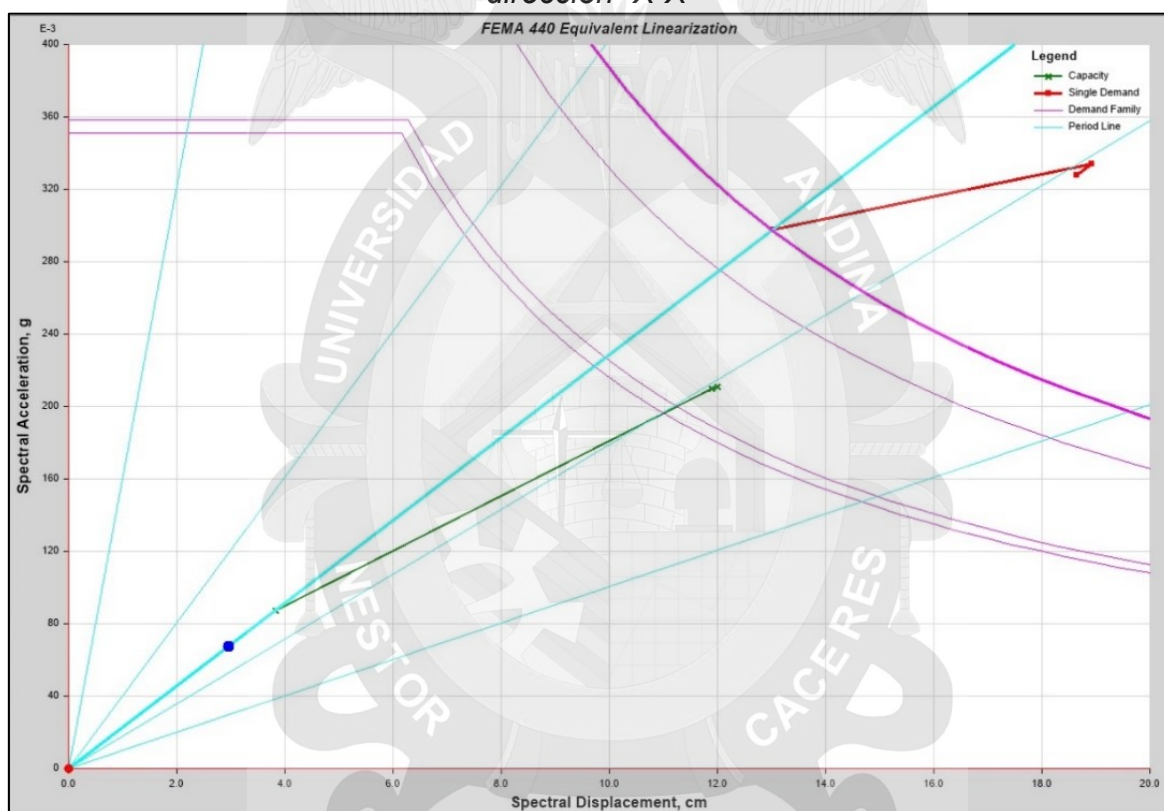
Figura 77: Resultado del punto de desempeño en coordenadas espectrales en la dirección "Y-Y"



Fuente: (Elaboración propia)

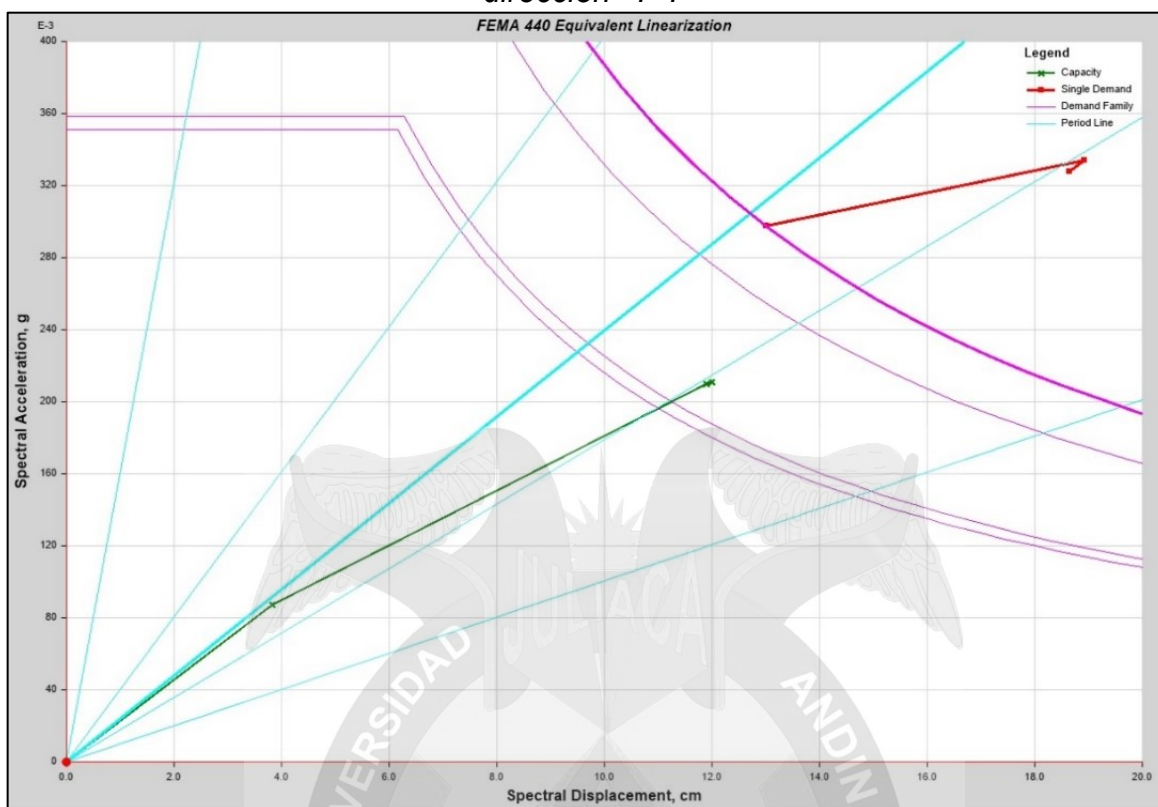
Es esta parte cabe recalcar que la estructura solo cuenta con capacidad para un sismo de tipo frecuente, sismo que consideramos como un 0.3 veces del espectro de pseudo aceleraciones para el diseño que nos brinda la RNE E-030 2016, en el siguiente grafico se muestra la falta de capacidad de la estructura para sismos más severos como el ocasional que es considerado como 1.4 veces el sismo frecuente, ni para el sismo raro que es considerado con los parámetros que nos brinda la RNE E-030 2016 y mucho menos para un sismo muy raro que se considera 1.4 veces del sismo raro, todo esto especificado en el capítulo II del presente trabajo de investigación.

Figura 78: Resultado de la falta de capacidad para un sismo ocasional dirección "X-X"



Fuente: (Elaboración propia)

Figura 79: Resultado de la falta de capacidad para un sismo ocasional dirección "Y-Y"



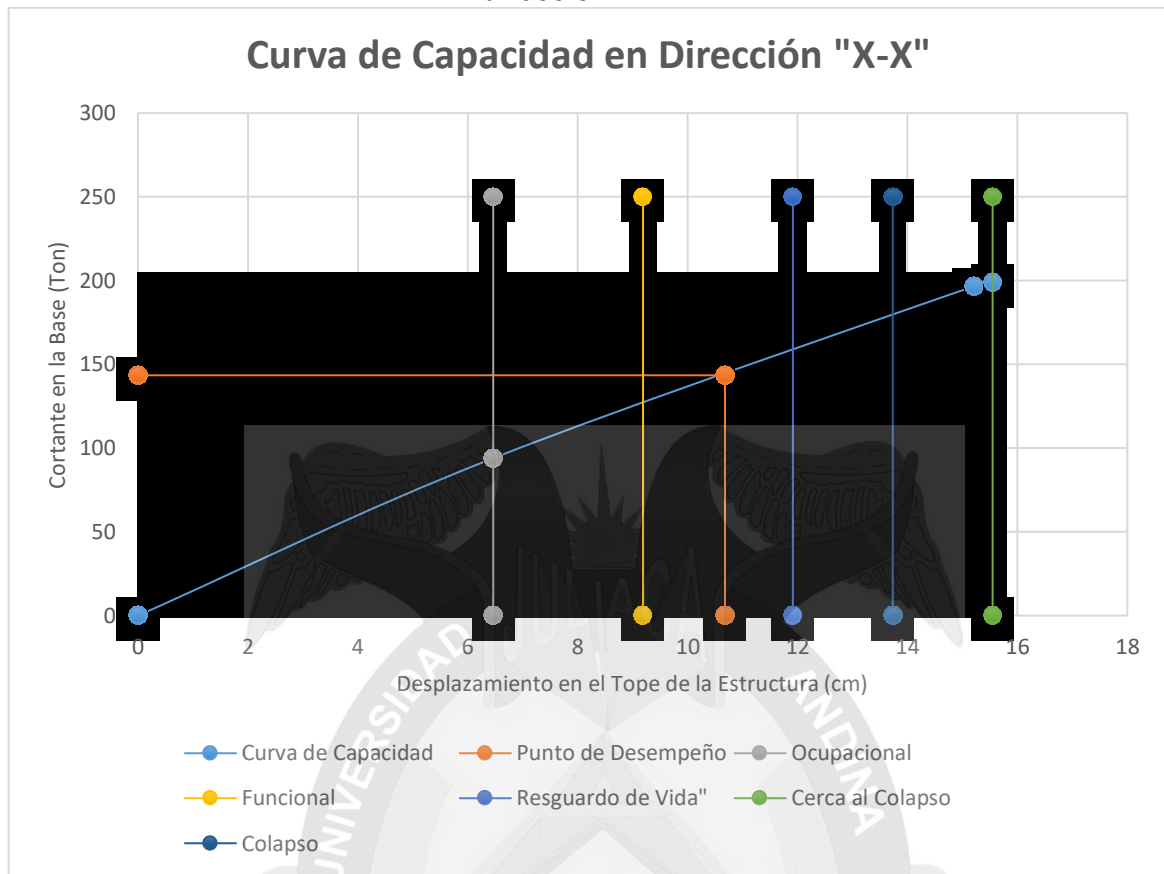
Fuente: (Elaboración propia)

Ya estos resultados nos van indicando que la estructura requiere de un reforzamiento estructural en conjunto y aumento de la capacidad de la estructura por los motivos ya antes mencionados.

6.2.3 SECTORIZACIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD SEGÚN VISIÓN 2000

En esta parte de la investigación pasamos a sectorizar la curva de capacidad para poder determinar el nivel de desempeño de la edificación en evaluación para un sismo frecuente en la dirección "X-X"

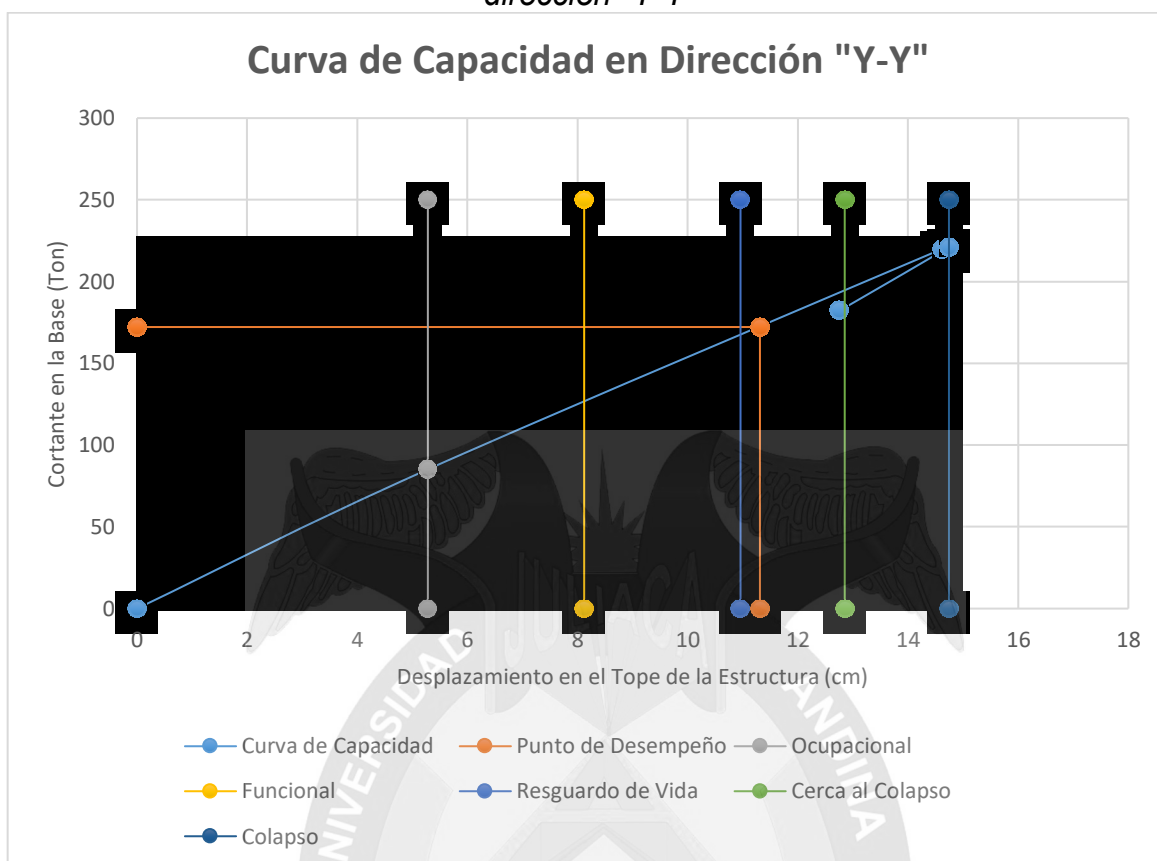
Figura 80: Resultados de la sectorización de la curva de capacidad dirección "X-X"



Fuente (Elaboración propia)

Se puede apreciar que el nivel de desempeño para el sismo frecuente se encuentra dentro de resguardo de vida, este nivel de desempeño verificando en la matriz de desempeño del código FEMA 440, para estructuras básicas viene hacer inaceptable ya que para un sismo frecuente debería de encontrarse dentro del rango operacional, concordando a su vez con los resultados mostrados en el análisis sísmico que se realizó con la RNE E-030 2016 sismorresistente, donde se pudo apreciar que tampoco cumplía con el límite de derivas establecidas.

Figura 81: Resultados de la sectorización de la curva de capacidad dirección "Y-Y"



Fuente: (Elaboración propia)

El resultado de la evaluación en esta dirección es aún más crítico ya que el nivel de desempeño para un sismo frecuente se encuentra dentro del rango de cerca al colapso, este nivel de desempeño es también inaceptable para el código FEMA 440, como se muestra en el siguiente gráfico.

Tabla 30: Matriz de desempeño FEMA 440

MATRIZ DE DESEMPEÑO					
Sismos de Diseño	Nivel de Amenaza Sísmica	Nivel de Desempeño de la Estructura			
		Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
Frecuente	50% en 50 años	1	0	0	0
Ocasional	20% en 50 años	2	1	0	0
Raro	10% en 50 años	3	2	1	0
Muy Raro	2% en 50 años	4	3	2	1

0: Desempeño Inaceptable
1: Estructuras Básicas
2: Estructuras Esenciales
3: Estructuras Críticas

Fuente: (FEMA 440, 2005)



CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

1. El edificio existente de concreto armado ubicado en la ciudad de Juliaca, no cumple con los parámetros de diseño sismorresistente establecidos en el Reglamento Nacional de Edificaciones E-030 2016, ya que los límites de distorsiones de entrepiso (derivadas) permitida es de **0.007**, para estructuras de concreto armado y la edificación motivo del presente trabajo de investigación sus distorsiones de entrepiso en la dirección "X-X", de los 10 niveles solo cumplen 4 niveles con este límite, así mismo en la dirección "Y-Y" de los 10 niveles solo cumplen 3 niveles.
2. La estructura solo cuenta con capacidad para un sismo de nivel frecuente que tiene un 50% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años y un periodo de retorno de 72 años, pues este sismo fue considerado 0.3 veces el sismo de diseño de nuestra Norma vigente E-030 2016; en el sentido "X-X" el nivel de desempeño se encuentra dentro del rango seguridad de vida; y para el sentido "Y-Y" el nivel de desempeño se encuentra dentro del rango de Pre-colapso, lo cual al verificar en la matriz de desempeño del código FEMA 440, viene hacer inaceptable para estructuras básicas como es el caso de nuestra estructura objeto del presente trabajo de investigación.
3. Se concluye con la necesidad de reforzamiento de la estructura, en especial la de las columnas ya que son estas las que generan las primeras rotulas plásticas de colapso, pérdida de capacidad y por ende el mal desempeño de toda la estructura provocando la falla y el colapso en su conjunto.



RECOMENDACIONES

- Sobre la evaluación realizada a esta estructura de concreto armado de sistema tipo aporticado ubicado en la ciudad de Juliaca, por los resultados de las distorsiones de entrepiso (derivadas), obtenidos con el análisis dinámico que se encuentran por encima del límite permitido en nuestra NTE E-030 2016, sismorresistente, se recomienda realizar un proyecto de reforzamiento de la estructura con prioridad a que cumpla con los parámetros establecidos y pueda evitarse futuras tragedias como la pérdida de vidas humanas y pueda cumplir con el objetivo principal de toda edificación que es el brindar seguridad de vida.
- Sobre el nivel de desempeño de la estructura evaluado se recomienda también; realizar el aumento del desempeño y capacidad de la estructura; sobre todo en las columnas ya que como se pudo apreciar en el presente trabajo de investigación, son las columnas las que generan la pérdida de capacidad de la estructura y por ende conlleva a un mal desempeño de la misma, generando el colapso de esta, y así también poder cumplir con la matriz de desempeño que recomienda el código FEMA 440, para estructuras básicas, como el que es la estructura objeto del presente trabajo de investigación.
- Así mismo se recomienda realizar el aumento de rigidez de las columnas, en su totalidad, ya que son estas las que generan en primera instancia el colapso de la estructura; considerar las diversas tipologías de reforzamiento estructural como son los encamisados, refuerzo con fibra de carbono y por último los sistemas de disipación de energía sísmica, buscando siempre la mejor opción, estructural, arquitectónica y económicamente accesible para que se pueda realizar dicho proyecto.
- A la Municipalidad Provincial de San Román, poner más atención y cuidado al momento de la revisión y aprobación para otorgar la licencia de construcción para edificaciones tanto privadas como de uso público.



REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguiar, R. (2006). *Evaluación Rápida de la deriva máxima de pisos para calcular la vulnerabilidad sísmica de estructuras*. España: A.H. Barbat.
- Borda, M & Pastor, A. (2007). *Desempeño Sísmico de un Edificio Aporticado Peruano de Seis Pisos*. (Tesis de pregrado). Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Cabanillas, J. (2015). *Evaluación Dinámico Incremental Usando una Respuesta no Lineal En una Estructura de Concreto Armado de 8 Pisos*. (Programa de investigación Doctoral). Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, España.
- Fajardo, C. (2012). *Evaluación Estructural de una de las Edificaciones del Hospital Edgardo rebagliati Martins Usando el Método del Espectro de Capacidad* (Tesis de Pregrado). Universidad Nacional de Ingeniería UNI, Lima, Perú.
- Harsem, T. (2005). *Diseño de estructuras de concreto armado*. Lima: Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Nilson, A. (1999). *Diseño de estructuras de concreto*. Colombia: McGraw.Hill Interamericana.
- Par, R., & Paulay, T. (1980). *Estructuras de Concreto Reforzado*. Mexico: Limusa.
- Paredes, A. (2016). *Evaluación del desempeño sismorresistente de un edificio destinado a vivienda en la ciudad de Lima aplicando el análisis estático no lineal pushover* (tesis de pregrado). Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas (UPC), Lima, Perú.
- Ticona, W. (2012). *Diseño sísmico basado en el desempeño de edificios de concreto armado* (tesis de pregrado). Universidad Andina "Néstor Cáceres Velásquez", Juliaca, Perú.
- Vergara, V & Zevallos, M. (2014). *Análisis Sísmico por Desempeño Estático No Lineal de un Edificio de 6 Niveles en la Ciudad de Trujillo, La Libertad*. (Tesis de pregrado). Universidad Privada Antenor Orrego, Trujillo, Perú.
- Wakabashi, M. (1988). *Diseño de Estructuras Sismorresistentes*. Mexico: McGraw- Hill Interamericana de Mexico.



Norma Técnica Peruana E.030 Diseño Sismorresistente (Decreto Supremo N° 003-2016-Vivienda). (2016, Enero 24). Diario Oficial El Peruano 576293, Enero, 2016

Toledo, Vlacev (2011). *Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño*. 1era. Edición): Perú.

Recuperado de:

<https://es.scribd.com/document/78112592/Ingenieria-Sismica-Basada-en-Desempeño>

Perez, J. (2013). *Diseño Sísmo Resistente Por desempeño y sus Efectos en el Comportamiento Estructural*. (Trabajo de Graduacion Estructurado de Manera Independiente Previo a la Obtencion del Titulo de Ingeniero Civil).Universidad Técnica de Ambato,Ecuador

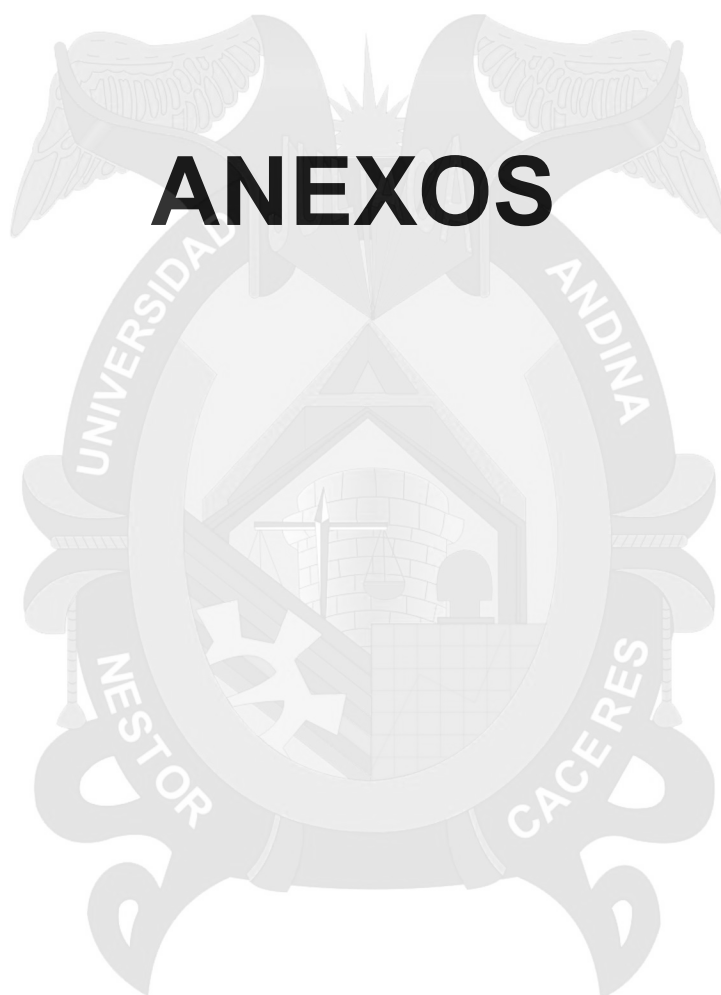
Piqué Del Pozo, J. (2004). *Diseño por capacidad: estrategia neozelandesa de diseño sismorresistente*. Revista "El Ingeniero Civil".

Ottazzi, G. (2004). *Material de Apoyo para la Enseñanza de los Cursos de Diseño y Comportamiento del Concreto Armado*. (Tesis de Maestria).Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Peru.

Asociación Colombiana de Ingenieria Sísmica (2001). Manual de Construcción, Evaluación y Rehabilitación Sísmo Resistente de Viviendas de Manpostería. Colombia: La Red. Recuperado de http://www.desenredando.org/public/libros/2001/cersvm/mamposteria_lared.pdf.



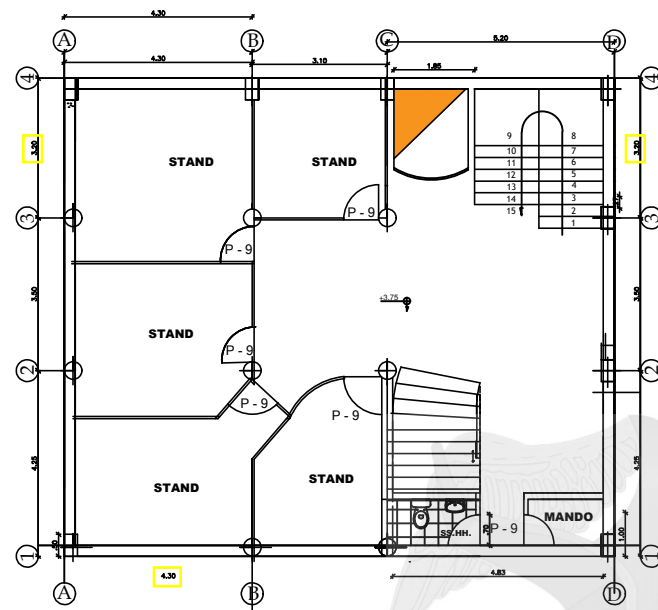
ANEXOS



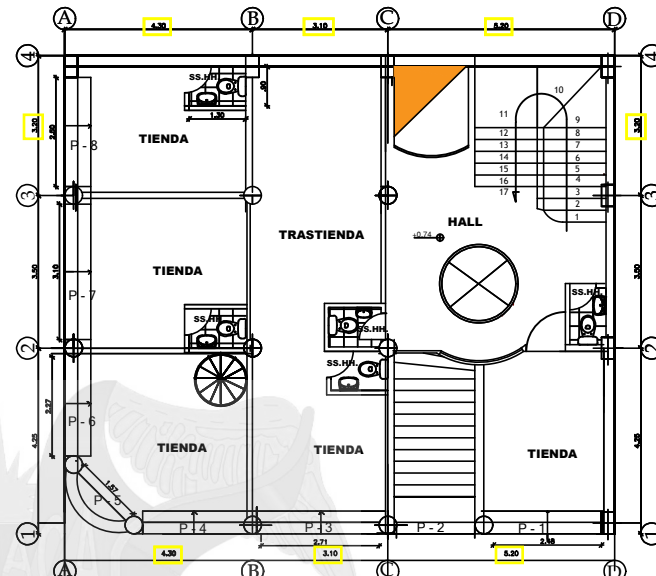


- ✓ PLANOS DE ARQUITECTURA
- ✓ PLANOS DE ARQUITECTURA CORTES-ELEVACIONES, VISTAS 3D
- ✓ PLANOS DE ESTRUCTURAS
- ✓ PLANOS DE ESTRUCTURAS LOSA – VIGAS

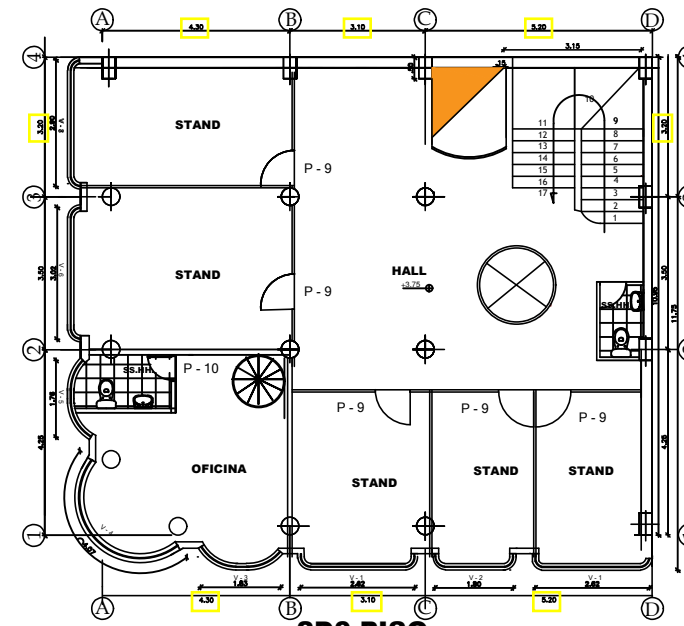




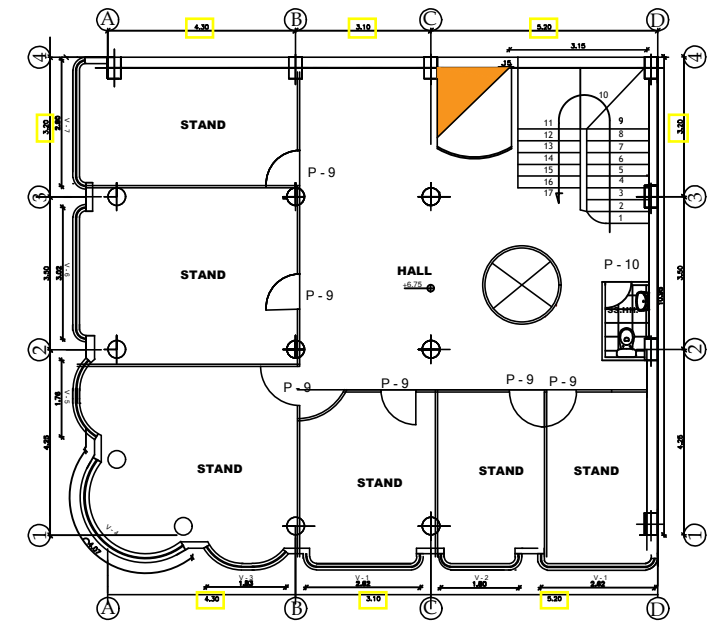
SOTANO



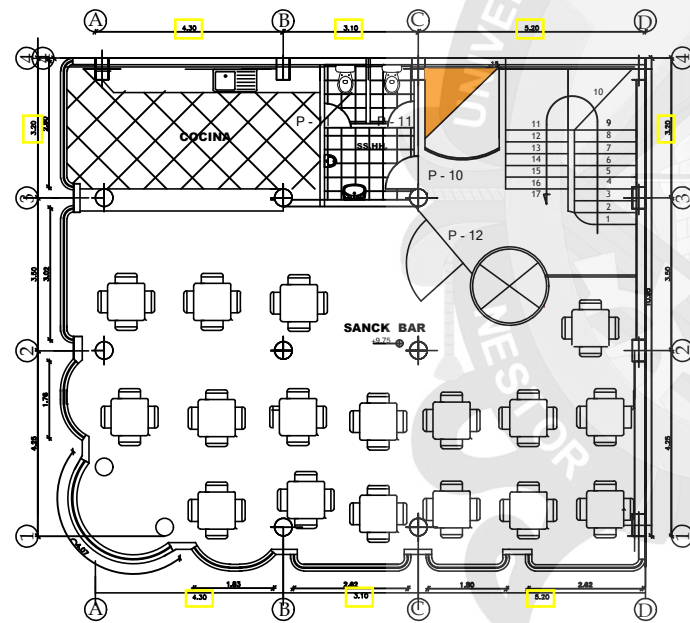
1ER PISO



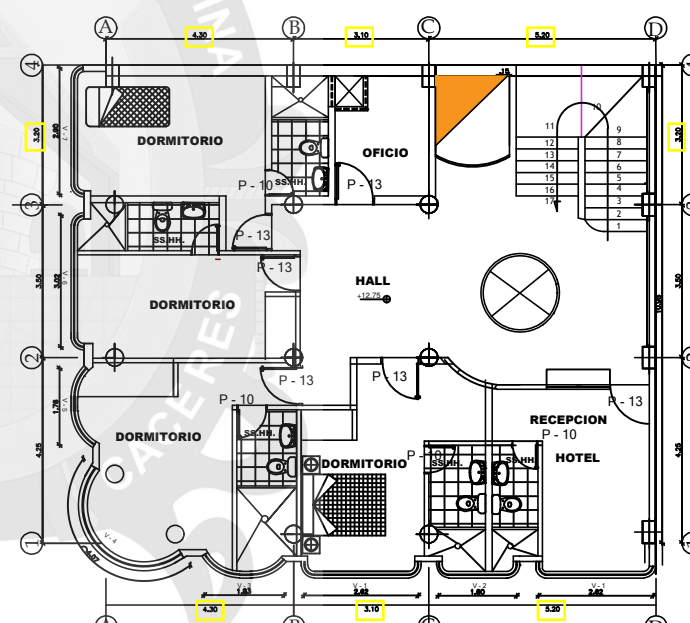
2DO PISO



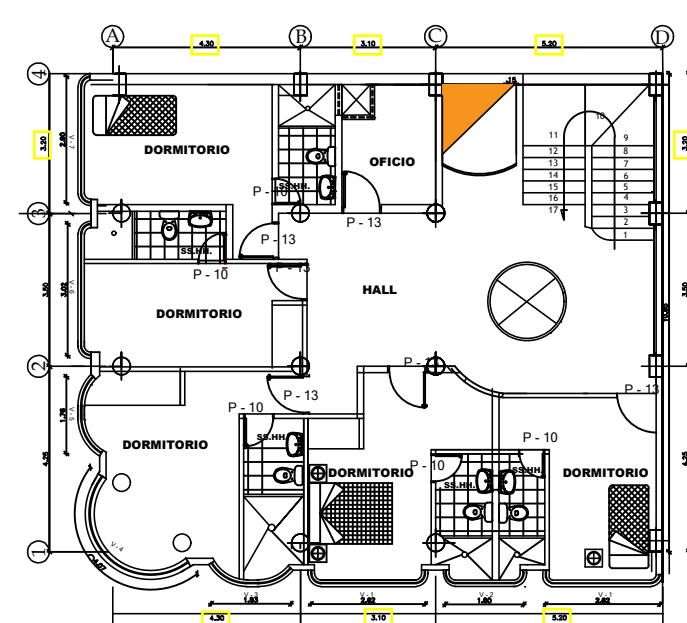
3er PISO



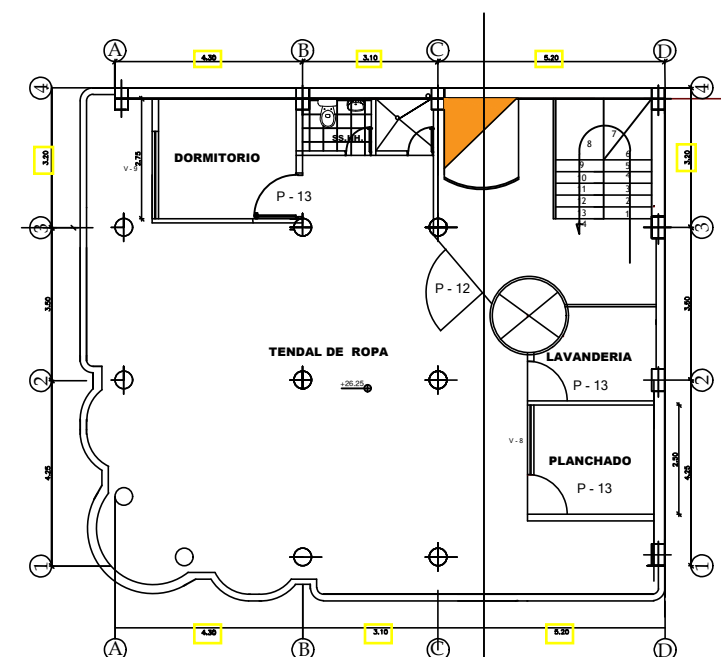
4TO PISO



5To PISO



6to al 9no PISO

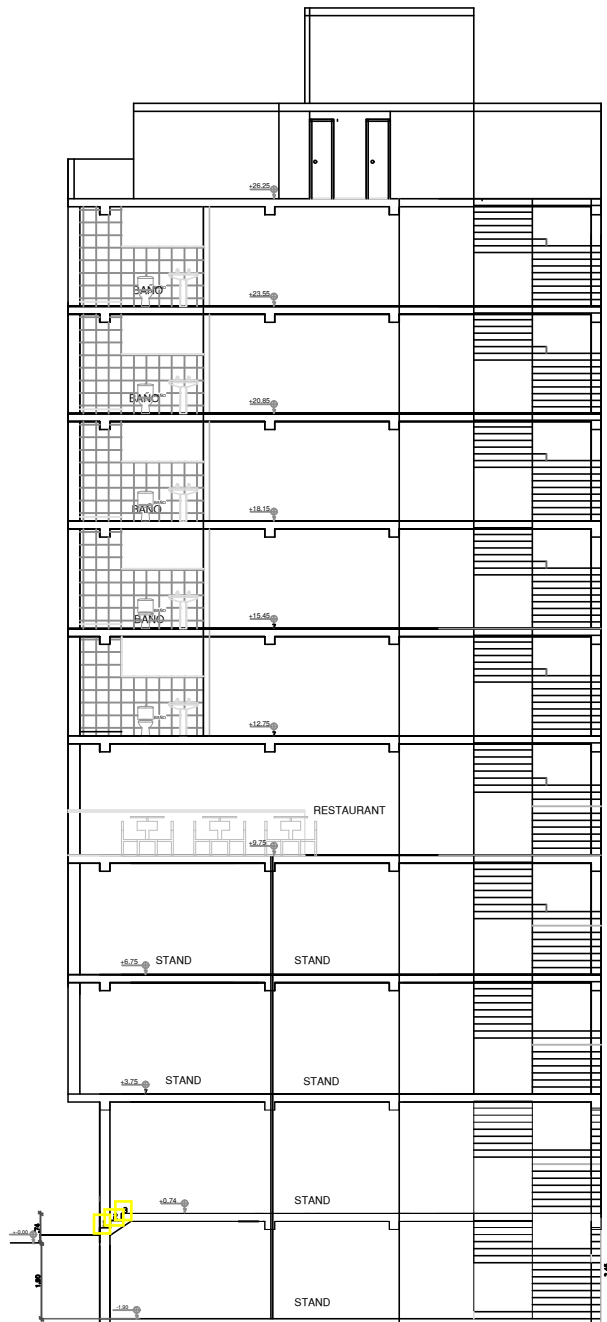
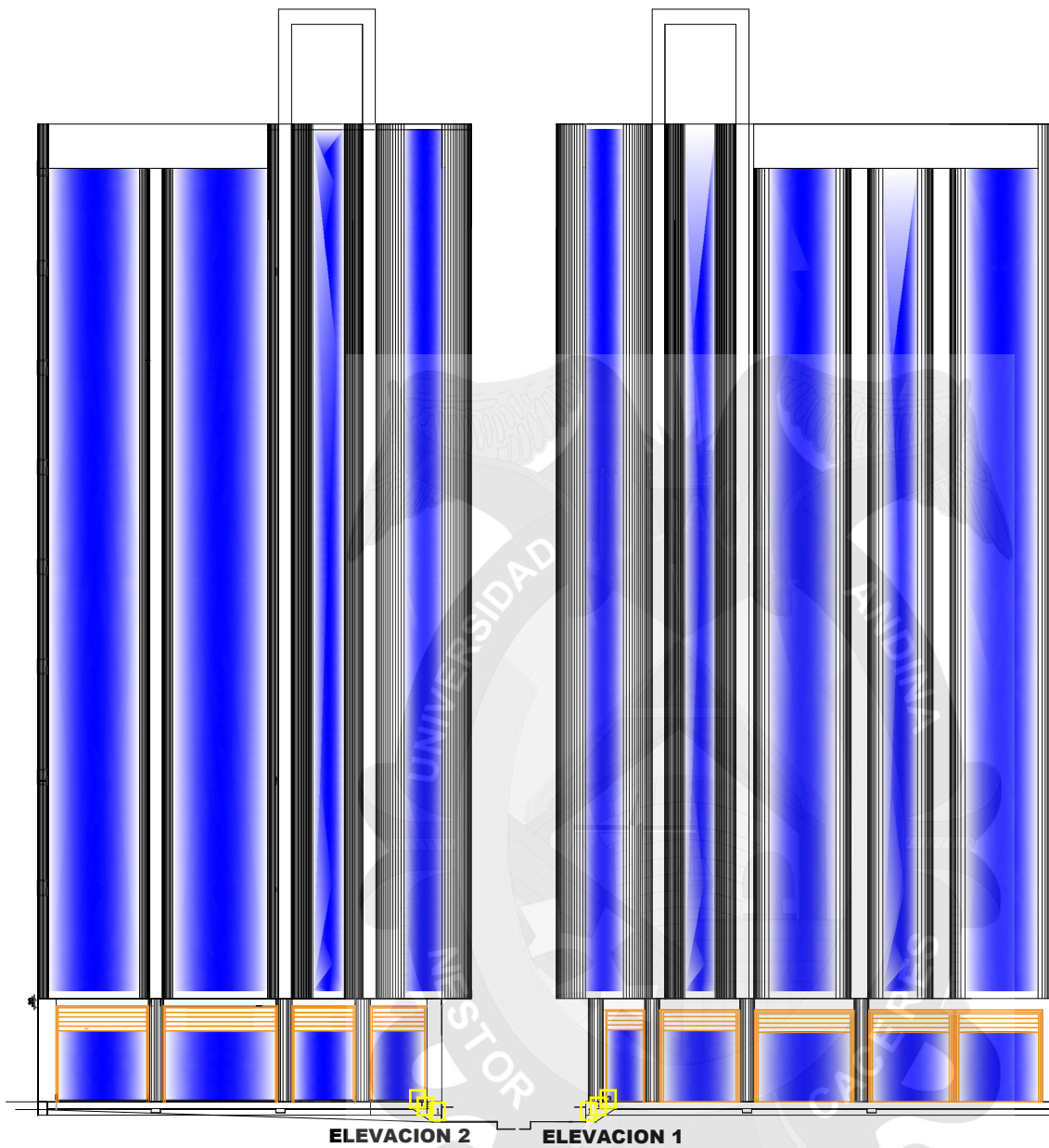


AZOTEA

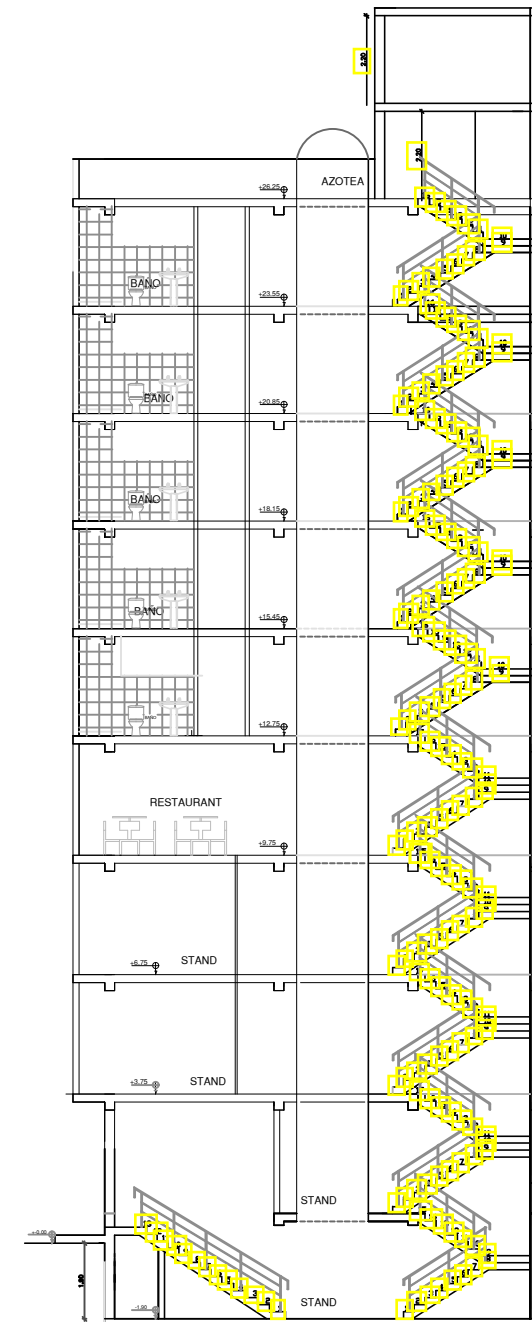
CUADRO VANOS PUERTAS			DETALLES	
TIPO	ANCHO	ALTO		
P - 1	2.50	3.20	METALICO ENROLLABLE	
P - 2	1.80	3.20	METALICO ENROLLABLE	
P - 3	2.70	3.20	METALICO ENROLLABLE	
P - 4	2.30	3.20	METALICO ENROLLABLE	
P - 5	2.50	3.20	METALICO ENROLLABLE	
P - 6	1.76	3.20	METALICO ENROLLABLE	
P - 7	3.10	3.20	METALICO ENROLLABLE	
P - 8	2.50	3.20	METALICO ENROLLABLE	
P - 9	0.80	2.10	MADERA TABLERO REBAJADO	
P - 10	1.70	2.10	MADERA TABLERO REBAJADO	
P - 11	2.50	2.10	MADERA TABLERO REBAJADO	
P - 12	1.00	2.10	MADERA TABLERO REBAJADO	
P - 13	1.70	2.10	MADERA TABLERO REBAJADO	

CUADRO VANOS VENTANA				DETALLES	
TIPO	ALFEIZAR	ANCHO	ALTO		
V - 1	-	2.62	2.80	VIDRIO TEMPLEX	
V - 2	-	1.80	2.80	VIDRIO TEMPLEX	
V - 3	-	2.62	2.80	VIDRIO TEMPLEX	
V - 4	-	1.83	2.80	VIDRIO TEMPLEX	
V - 5	-	4.07	2.80	VIDRIO TEMPLEX	
V - 6	-	3.02	2.80	VIDRIO TEMPLEX	
V - 7	-	2.90	2.80	VIDRIO TEMPLEX	
V - 8	1.00	1.60	1.20		
V - 9	1.00	2.00	1.20		

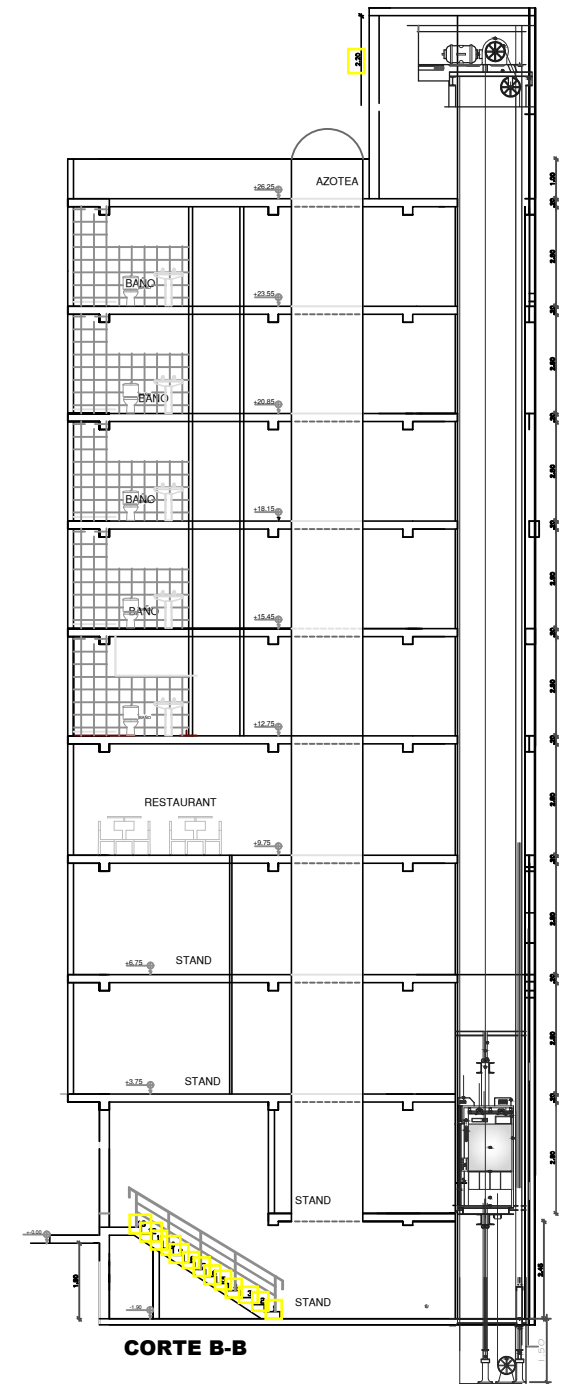
PROYECTO DE EDIFICIO				
PROPIETARIO: EMILIO SANTIAGO VILLASANTE PACHECO Y ESPOSA				
PROYECTO: ARQUITECTURA				
LUBRICA: 1.000				
FECHA: 1.000				
AUTOR: A-02				



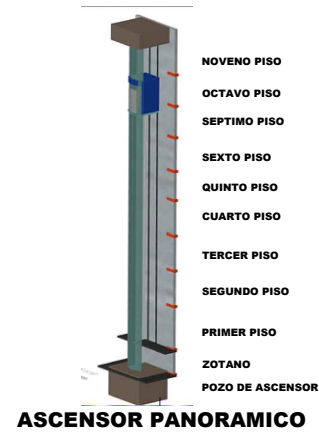
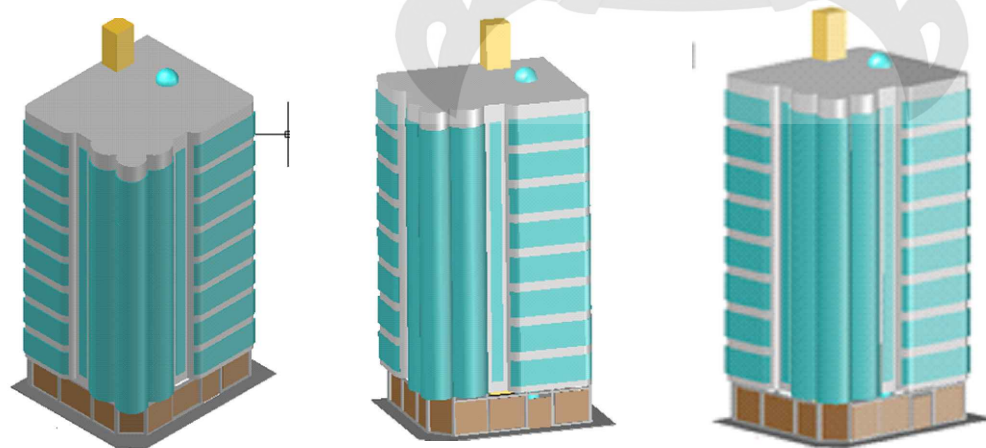
CORTE A-A



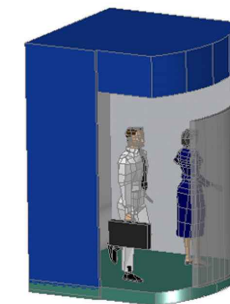
CORTE B-B



CORTE B-B

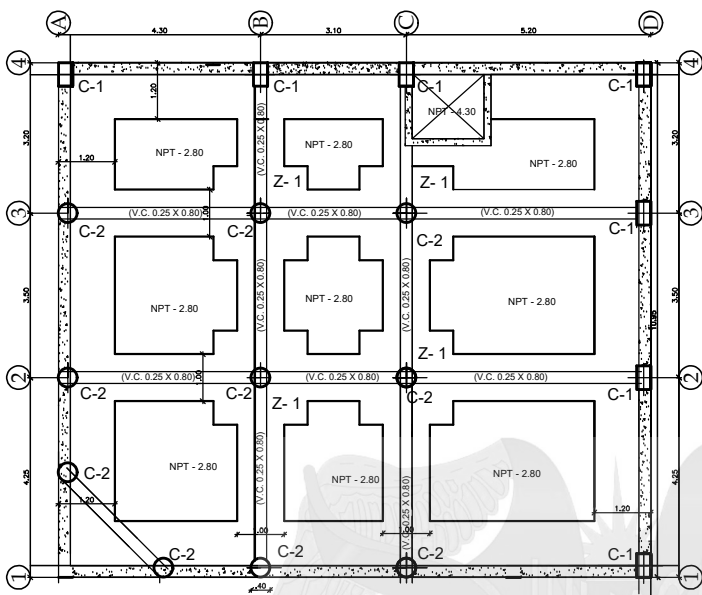


ASCENSOR PANORAMICO

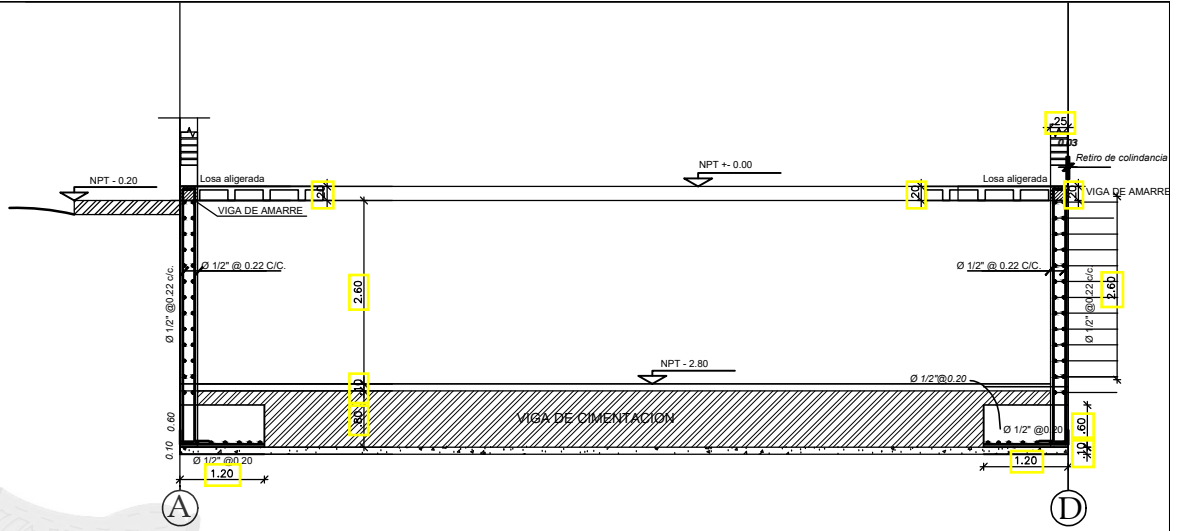


CABINA DE ASCENSOR

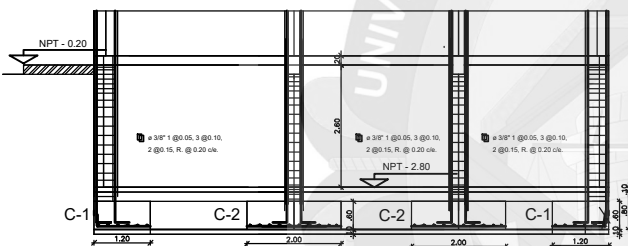
PROYECTO DE EDIFICIO			
PROPIETARIO: EMILIO SANTIAGO VILLASANTE PACHECO Y ESPOSA			
PLANO: ARQUITECTURA CORTES-ELEVACIONES, VISTAS 3D			
LUBRICACION: DISTRITO: JULIACA PROVINCIA: SAN ROMAN REGION: PUNO			
FECHA: 1-2020			
FECHA: MAYO 2018			
FECHA: MAYO 2018			
FECHA: MAYO 2018			



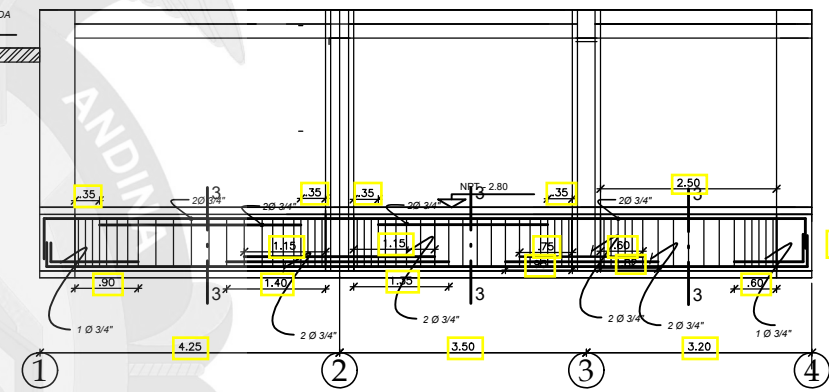
CIMENTACION



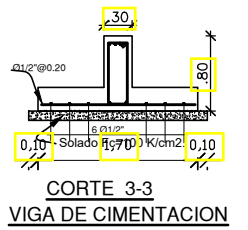
CIMENTACION- MUROS DE CONTENSION



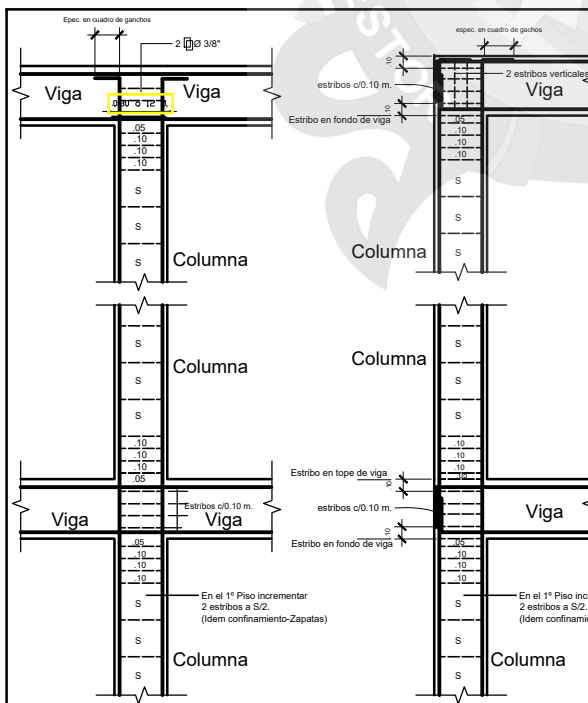
ZAPATAS



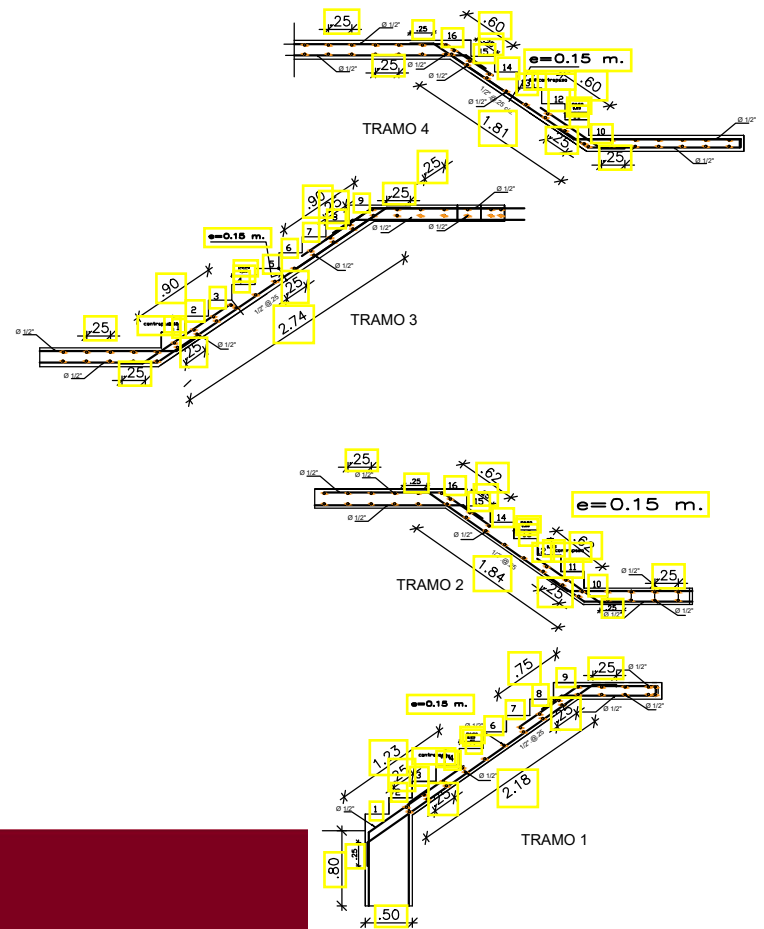
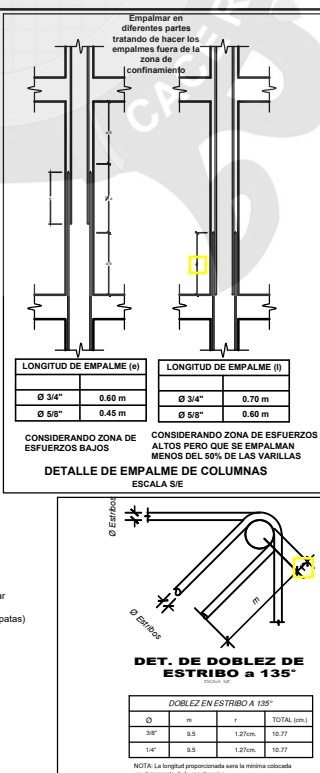
VIGA DE CIMENTACION



CORTE 3-3
VIGA DE CIMENTACION



DETALLE DE CONEXIONES VIGA-COLUMNA



SECCION DE ESCALERA

CUADRO DE ZAPATAS		
ESPECIE	Z-1	
DIMENSIONES (a x b) m.	2.00 x 2.00	
ALTURA (h) m.	0.60	
REFUERZO Ø	Ø 5/8" @ 0.20 a/s.	

CUADRO DE COLUMNAS		
PISO	TIPO	
4º	C-1	C-2
3º	C-1	C-2
2º	C-1	C-2
1º	C-1	C-2
Sot	C-1	C-2

ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO:

Cemento corrido

Sobrecimiento

Zapatas, columnas, Vigas, Losas

Cemento - hormigón 1:10 + 30 % P.G. tamaño máx. 6"

Cemento - hormigón 1:8 + 25 % P.M. tamaño máx. 3"

f_c = 210 K/cm². (a los 28 días)

ACERO

f_y = 4200 K/cm². (Grado 60)

RESISTENCIA DEL TERRENO:

ot = 1.01 K/cm². (verificar en obra)

SOBRECARGA DE DISEÑO:

Segundo Piso

Techo

400 K/m².

150 K/m².

RECUBRIMIENTOS:

Clase de barras

Zapatas y vigas de cimentación

Columnas y vigas principales (*)

Losas, Escaleras, Vigas chatas, Placas

C¹: vaciado con encofr.

C²: en contacto con el suelo o exp. al ambiente.

C³: No expuesto al ambiente ni contacto con el suelo.

todas

todas

r = 7.50 cm.

r = 4.00 cm.

r = 5.00 cm.

r = 4.00 cm.

r = 5.00 cm.

r = 2.50 cm.

(*) El recubrimiento deberá medirse al estribo

NORMAS Y REGLAMENTO DE DISEÑO:

Reglamento Nacional de Construcciones (R.N.C.)

Normas Peruanas de estructuras 2da. Edic. 2001

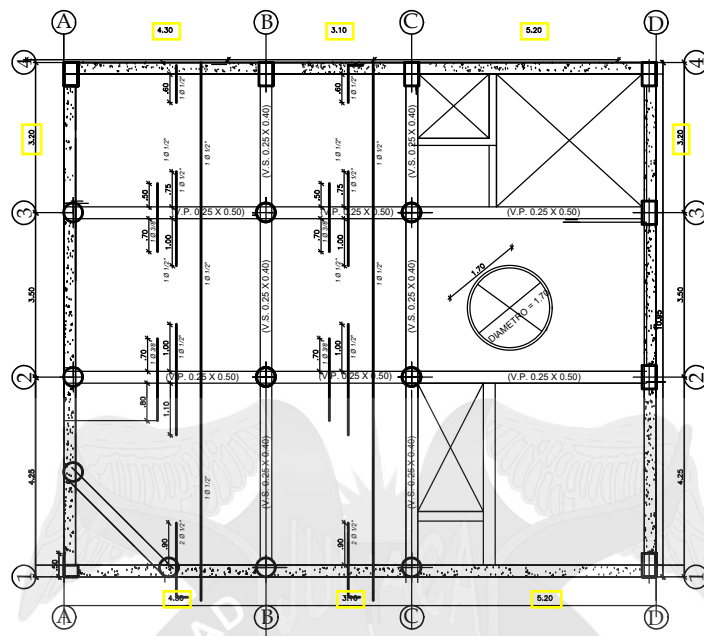
Reglamento del American Concrete Institute (A.C.I.) (318-99)

LONGITUD DE ANCLAJE Y EMPALMES:

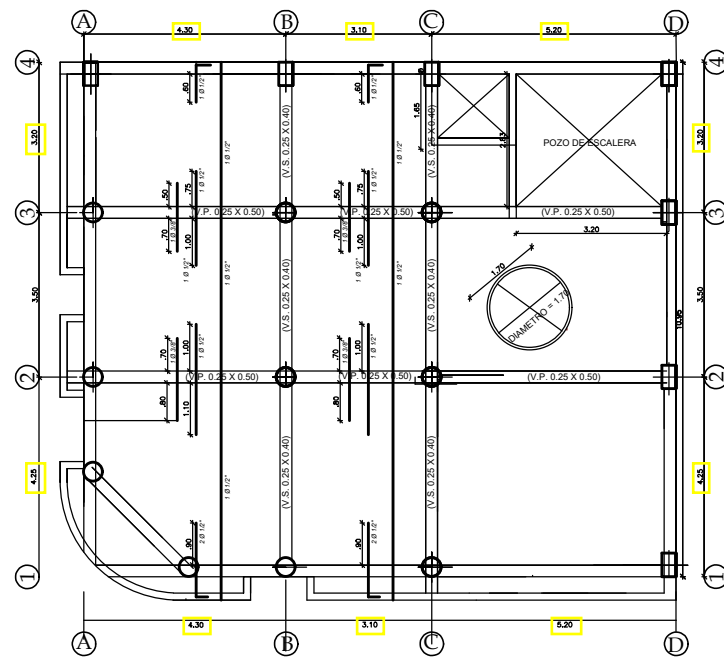
ANCLAJES		EMPALMES		
Ø	TENSION	COMPRESION	TENSION	COMPRESION
1/4"	0.35	0.30	0.55	0.30
3/8"	0.35	0.30	0.55	0.30
1/2"	0.45	0.30	0.50	0.30
5/8"	0.55	0.40	0.50	0.40
3/4"	0.75	0.55	0.80	0.50

NOTA : Los Muros de los pisos superiores serán ejecutados con bloques huecos de arcilla tipo Pandoreta

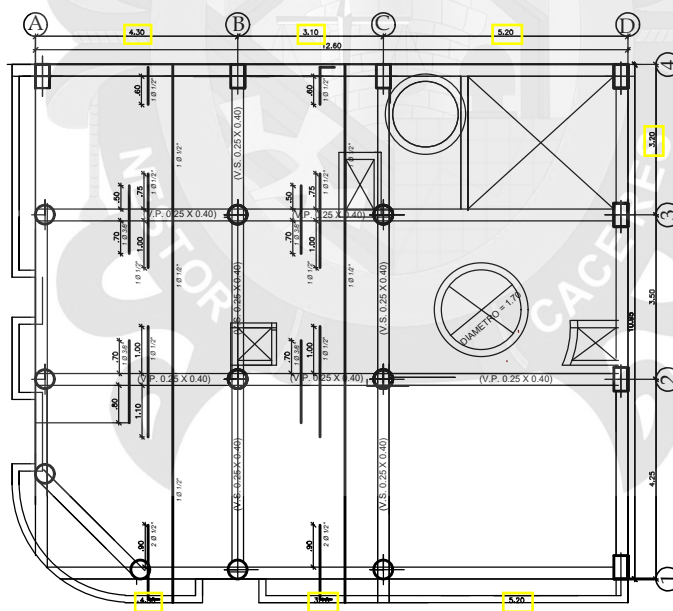
PROYECTO DE EDIFICIO VIVIENDA COMERCIO
PROPIETARIO: EMILIO SANTIAGO VILLASANTE, PACHECO Y ESPOSAS
PROYECTO: ESTRUCTURAS
PROYECTISTA: E-01



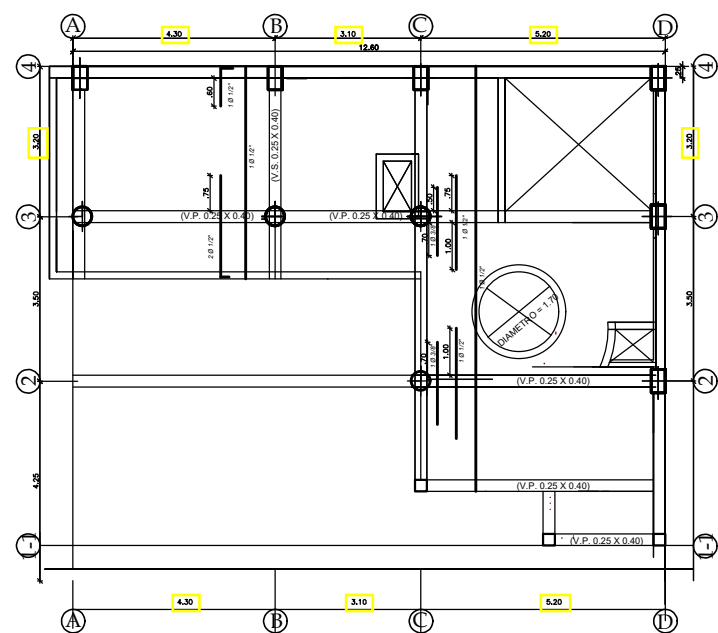
ALIGERADO ZOTANO



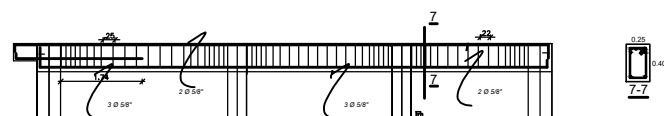
ALIGERADO 1ER PISO
ALIGERADO 1ER PISO



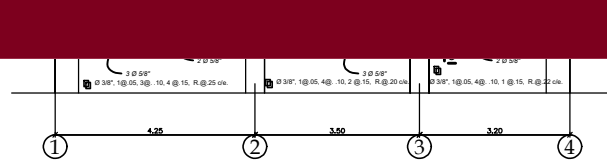
ALIGERADO 2DO PISO



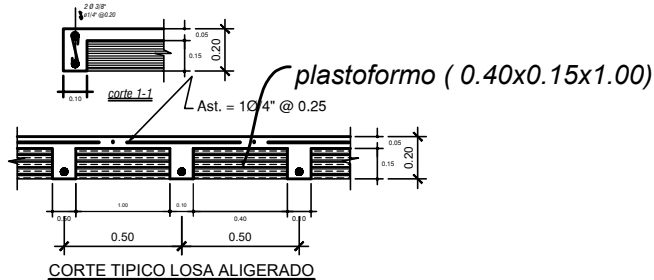
ALIGERADO AZOTEA

**OFICINA GENERAL DE INVESTIGACIÓN**

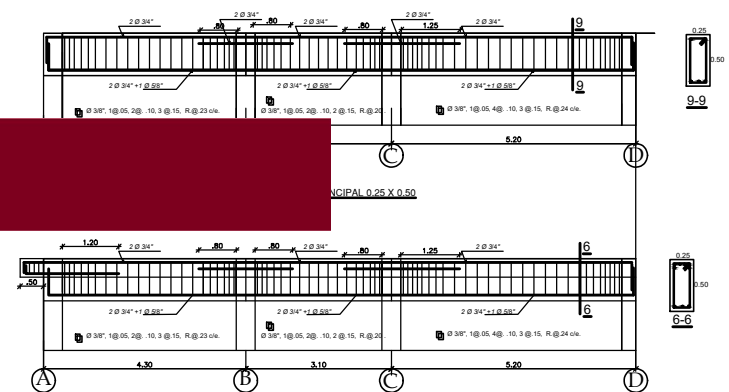
Tesis publicada con autorización del autor



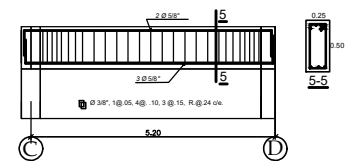
VIGA SECUNDARIA 0.25 X 0.40



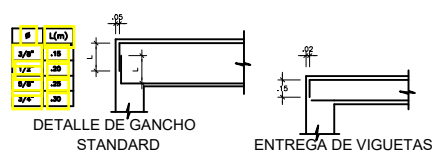
CORTE TIPOICO LOSA ALIGERADO



VIGA PRINCIPAL 0.25 X 0.50

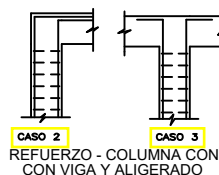


VIGA PRINCIPAL 0.25 X 0.50



DETALLE DE GANCHO
STANDARD

ENTREGA DE VIGUETAS



CASO 2

CASO 2 CASO 3

CUBA	
PROYECTO DE EDIFICIO VIVIENDA COMERCIO	
PROPIETARIO: EMILIO SANTIAGO VILLASANTE PACHECO Y ESPOSA	
PLANO: ESTRUCTURAS LOSA - VIGAS	
DIRECCION: GUILLERMO DISTRITO: JUILICA PROVINCIA: SAN ROMAN MUNICIPIO: PUNO	PROYECTISTA: <div style="text-align: right; font-size: 2em; font-weight: bold;">E-01</div>
ESCALA: 1 : 200 FECHA: 1988	OBSERVACIONES: OBSERVADO: